

Svikt- och deformationsegenskaper hos massiva träbjälklag

Oscar Wallentin

Sektionen för Väg och vattenbyggnad
Avdelningen för Bärande Konstruktioner
Lunds Tekniska Högskola
Box 118
221 00 LUND

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

Svikt- och deformationsegenskaper hos massiva tråbjälklag

Springiness- and deformation properties in laminated wood decks

av
Oscar Wallentin
1997

Abstract: The report includes a study where stress-laminated and nail-laminated wood decks are compared, with respect to deflection, static and dynamic springiness. The deck is built up of 22 pieces 45 mm wide, 170 mm high and 7000 mm long wood joists. (Swedish).

Rapport TVBK - 5086
ISSN 0349 - 4969
ISRN: LUTVDG/TVBK – 5086 – SE

Examensarbete
Handledare: Tomas Alsmarker & Tord Isaksson
April 1997

Förord

Examensarbetet har utarbetats vid Avdelningen för Bärande Konstruktioner, Lunds Tekniska Högskola. Arbetet har utförts under hösten 96 och pågått en tid in på vårterminen 97. Under arbetets gång har jag haft täta kontakter med mina handledare tekn.lic. Tomas Alsmarker och tekn.lic. Tord Isaksson båda vid avdelningen för Bärande konstruktioner.

Jag vill passa på att tacka:

Tomas Alsmarker	(avdelningen för Bärande Konstruktioner LTH)
Jonas Brunskog	(avdelningen för Teknisk Akustik LTH)
Per Gustavsson	(NCC Skellefteå)
Per Hammer	(avdelningen för Teknisk Akustik LTH)
Tord Isaksson	(avdelningen för Bärande Konstruktioner LTH)
Per - Olof Rosenqvist	(avdelningen för Bärande Konstruktioner LTH)
Thomas Thörnqvist	(Södra Timber)

Samt all trevlig personal vid Avdelningen för Bärande Konstruktioner och Avdelningen för Teknisk Akustik.

Dessutom vill jag passa på att tacka Södra Timber som sponsrat med virke.

Lund April 1997



Oscar Wallentin

- Massiva träbjälklag -

Innehållsförteckning

SAMMANFATTNING

1. INLEDNING	1
2. BAKGRUND	3
3. NORMKRAV	5
3.1 SVIKT	5
3.2 NEDBÖJNINGSKRAV	7
3.3 BRANDKRAV	8
3.3.1 Brandteknisk klass	8
3.3.2 Brandteknisk klass på brandavskiljande byggnadsdel	8
3.3.3 Bärförmåga vid brand	8
3.4 LJUDKRAV	9
3.4.1 Luftljud	9
3.4.2 Stegljud	9
4. INLEDANDE BERÄKNINGAR	11
5. MÄTNING AV VARJE ENSKILD REGELS ELASTICITETSMODUL	13
5.1 UPPSTÄLLNING AV UTRUSTNING VID ELASTICITETSMODULSMÄTNING	13
5.2 TILLÅTEN TRYCKKRAFT VID ELASTICITETSMODULSMÄTNING	14
5.3 BEHANDLING AV MÄTDATA	14
6. FÖRSÖK PÅ BJÄLKLAGEN	17
6.1 HOPBYGGNAD AV BJÄLKLAGEN	17
6.1.1 Tvärspänt bjälklag	17
6.1.2 Spikat bjälklag	17
6.1.3 Egna kommentarer vid hopbyggnad av bjälklagen	18
6.2 UPPSTÄLLNING FÖR MÄTNING PÅ BJÄLKLAGEN	18
6.3 MÄTNING AV ELASTICITETSMODUL	20
6.3.1 Tvärspänt bjälklag	22
6.3.2 Hopspikat bjälklag	24
6.3.3 Sammanställning	25
6.4 . SVIKT	25
6.4.1 Tvärspänt bjälklag	26
6.4.2 Hopspikat bjälklag	27
6.4.3 Sammanställning	27
6.4.4 Beräkningar av det statiska sviktkriteriet	28
6.4.5 Medverkande bredd	30
6.5 MÄTNING AV DEFORMATIONER TVÄRS BJÄLKLAGET	32
6.6 KONTROLL AV NEDBÖJNINGEN AV EN UTBREDD LAST	33
6.6.1 Sammanställning	36
6.7 DYNAMISK KONTROLL AV BJÄLKLAGET	37
6.7.1 Dynamiska mätningar på bjälklagen	37
6.7.1.1 Mobilitet	38
6.7.1.2 Impulshastighetsrespons	39
6.7.1.3 Bjälklagets dämpning	40
6.7.1.4 Svikt	41
6.7.1.5 Mätvärden hos det tvärspända bjälklaget	42
6.7.1.6 Mätvärden hos det hopspikade bjälklaget	42
6.7.2 Beräkningar av dynamiska storheter	44

- Massiva träbjälklag -

6.8 BÖJHÅLLFASTHET	44
6.8.1 Beräkning i brottgränstillstånd.....	45
6.8.1.1 Tvärspänt bjälklag	45
6.8.1.2 Spikat bjälklag	46
6.9 SLUTSATSER.....	46
7. BRAND	49
7.1 BÄRIGHET	49
7.1.1 Beräkning av bärförmåga efter en timmes brand.....	50
7.1.2 Beräkning av erforderlig bärförmåga vid brand.....	51
8. FUKTRÖRELSER	53
8.1 VOLYMÄNDRINGAR TILL FÖLJD AV FUKTKVOTSVARIATIONER	53
8.1.1 Längdändring i fiberriktningen.....	54
8.1.2 Längdändring radiellt.....	54
8.1.3 Längdändring tangentiellt	55
9. JÄMFÖRELSE MED WÄLLUDDEN PROJEKTET.....	57
9.1 BESKRIVNING AV DET JÄMFÖRDA BJÄLKLAGET I WÄLLUDDEN	57
9.2 EKONOMISK JÄMFÖRELSE.....	58
9.3 JÄMFÖRELSE AV STYVHETSEGENSKAPER	58
10. SLUTDISKUSSION	59
REFERENSER.....	61
BILAGOR	1-6

SAMMANFATTNING

Syftet med examensarbetet har varit att utvärdera styvhets- och sviktegenskaperna hos ett massivt bjälklag av trä. En jämförelse mellan ett tvärspänt och ett hopspikat bjälklag har genomförts. Det hopspikade bjälklaget uppvisar bättre styvhets-egenskaper, främst elasticitetsmodul, dessutom verkar det vara enklare att bygga.

De mätningar av elasticitetsmodulen som har genomförts visar att elasticitetsmodulen ökar med uppemot 37 % jämfört med medelvärdet för de enskilda reglarna, för det hopspikade bjälklaget. I de Amerikanska bronormerna tillåts enbart en ökning med 15 %. Den stora ökningen av elasticitetsmodulen som jag får kan vara tillfällig, därför väljer jag att rekommendera att en ökning av elasticitetsmodulen jämfört med den aktuella virkeskvalitén hos ett hopspikat massivt träbjälklag med 15 %.

Det är emellertid inte nedböjningen som blir dimensionerande för ett massivt träbjälklag utan det är punktlastkriteriet som blir dimensionerande. Ett problem som uppstår när en kontroll av punktlastkriteriet skall utföras är vilken bredd som man kan anta att punktlasten sprids ut på. Mina mätningar visar att det är ett komplext problem att beräkna den medverkande bredden. Mätningarna visar att den medverkande bredden ökar med ökande spännvidd, det vill säga att desto vekare bjälklaget blir desto större blir den medverkande bredden. Detta medför i sin tur att reglarnas höjd och elasticitetsmodul även de borde ha inverkan på vilken medverkande bredd som punktlasten sprids ut på. Dessutom borde även kraftens storlek ha betydelse.

Slutligen kan jag konstatera att det massiva träbjälklaget kan bli ett komplement till de lätta träbjälklaget vid byggande av flervåningshus av trä. En ordentlig ljudutredning av de massiva träbjälklagen måste göras innan de massiva träbjälklagen kan börja produceras i stor skala.

- Massiva träbjälklag -

1. Inledning

Detta examensarbete har utarbetats vid Avdelningen för Bärande Konstruktioner, Lunds Tekniska Högskola. Examensarbetet har utförts under hösten 1996 och under en del av vårterminen 1997. Arbetet är det sista momentet i min utbildning innan jag tar min examen och är klar att ta steget ut i arbetslivet.

Arbetet syftar till att studera styvhets - och sviktegenskaper hos massiva träbjälklag. En jämförelse av svikt och styvhetsgenskaper mellan ett tvärspänt bjälklag och ett spikat bjälklag ska genomföras. Det tvärspända bjälklaget ska tvärspännas med stångar med olika centrum avstånd. Dessutom ska fuktegenskaper, brandmotstånd, samt ekonomi studeras och undersökas.

För att kunna jämföra olika metoder att bygga bjälklaget, byggs bjälklaget ihop med två olika metoder. De olika metoderna för sammanfogning av reglarna till ett bjälklagselement är dels att tvärspänna bjälklaget med stänger som dras tvärs genom reglarna, det andra sättet är att spika ihop bjälklaget. För att få en uppfattning om hur mycket avståndet mellan stängerna betyder för svikt - och hållfasthetsgenskaper provas ett antal olika c/c avstånd. De resultat som erhålls för de tvärspända försöksuppställningarna jämförs sedan med det hopspikade bjälklaget. Elasticitetsmodulen mäts på varje enskild regel för att sedan jämföras med bjälklagens elasticitetsmodul. En slutgiltig jämförelse görs sedan med ett redan producerat lätt träbjälklag.

Bjälklagen byggdes och provades i laborationshallen vid Väg och Vattenbyggnad, Lunds Tekniska Högskola.

2. Bakgrund

Byggnader högre än två våningar med en bärande stomme av trä har under en längre tid varit förbjudet att uppföra i Sverige. Förbudet mot flervåningshus med en trästomme tillkom efter storbranden i Sundsvall 1888. Enligt Boverkets Byggregler 94 (BBR-94) är det återigen tillåtet att bygga byggnader högre än två våningar med en bärande stomme av trä.

Bjälklaget tillhör en av de mest kritiska konstruktionsdelarna i en byggnad. Detta beror enligt Alsmarker [1993] på att bjälklaget inte enbart skall bära nyttig last och egentyngd, det skall dessutom kunna överföra horisontella laster via skivverkan till de stabiliserande väggarna. För att ytterligare komplicera det hela ställs det även krav på att bjälklaget skall uppfylla olika brandkrav, klara de krav som ställs angående svikt - och vibrationer dessutom ska bjälklaget ge en god ljudkomfort. För att ett träbjälklag skall kunna bli ekonomiskt försvarbart måste uppbyggnaden av bjälklaget, detaljer samt arbetsutföranden vara enkla.

Avdelningen för Bärande Konstruktioner har medverkat vid uppförandet av flervåningshus med trästomme i till exempel Linköping och Växjö. Dessa experimenthus har visat att ett av de svårare problemen som uppstår vid byggandet av flerbostadshus av trä är stegljudsisoleringen mellan de olika våningarna. För att klara stegljudsisoleringen i dessa hus har dyra och komplicerade konstruktionslösningar valts. Ett massivt träbjälklag möjliggör förhoppningsvis en enklare uppbyggnad av bjälklaget med en bibehållen god steg- och luftljudsisolering. Bjälklagen kan dessutom prefabriceras i antingen platsbyggda fabriker eller stationära fabriker.

Tyskarna har, enligt Füssen [1994], provat ett hopspikat bjälklag bestående av 22x140 mm regler, spikarna slogs två och två med ett c/c avstånd av 300 mm. Eftersom spikarna var 70 mm långa gick de igenom tre regler vilket medför att det verkliga c/c avståndet blir 100 mm. Svenska TRÄTEK [1996] har även de undersökt egenskaper hos ett massivt träbjälklag. TRÄTEKs undersökning behandlar mest ljud- och brandegenskaper hos tvärspända bjälklag.

- Massiva träbjälklag -
Bakgrund

3. Normkrav

De normkrav som är aktuella för detta examensarbete är främst svikt - och nedböjningskraven, även brandkraven kommer att behandlas översiktligt. Ljudkraven för bjälklag kommer dessutom att redovisas trots att ingen ljudutredning görs, detta på grund av att ljudkraven har medfört komplicerade och dyra lösningar i de träbjälklag som har byggts i flerbostadshus.

3.1 Svikt

De krav som måste ställas på ett bjälklag i ett vanligt bostads- eller kontorshus är enligt S. Ohlsson [1995]:

- Acceptabel mänsklig komfort.
- Försäkran om att byggnadens och installationernas funktionskrav vidmakthålls.
- Den visuella komforten uppfylls.

Människans känslighet till vibrationer kan beskrivas i termer med följande fysiska egenskaper:

- Människan är känslig för vibrationsaccelerationer med en frekvens lägre än 8 Hz.
- Människan är känslig för vibrationshastigheter med en frekvens högre än 8 Hz.
- Känsligheten ökar med vibrationernas varaktighet.
- Känsligheten minskar med närheten till vibrationskällan och kännedom om varifrån vibrationerna kommer.
- Känsligheten minskar med människans fysiska aktivitet, det vill säga om vibrationerna kommer från människor och inte från maskiner eller dylikt.

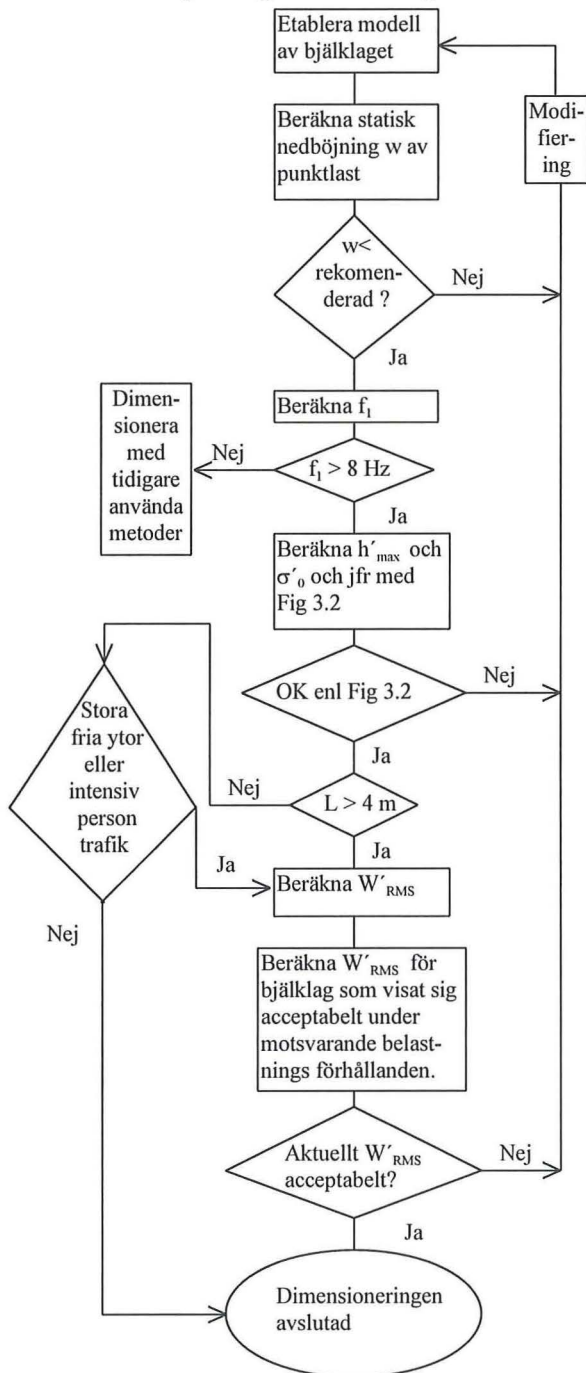
Boverkets Konstruktions Regler 94 (BKR-94) anger i Kap. 5:323 att ” För träbjälklag skall risken för besvärande svängningar beaktas”. BKR-94 anger dessutom två råd:

- Svängningsbenägenheten hos ett bjälklag kan bedömas i enlighet med vad som anges i Boverkets handbok *Svängningar, deformationspåverkan och olyckslast* [1994].
- Nedböjningen hos en enskild bjälke i ett träbjälklag bör inte överstiga 1,5 mm under inverkan av en kortvarig punktlast ($\kappa_s=1$), vars dimensioneringsvärde är 1,0 kN. Detta krav gäller för bostadsbjälklag med massiva träbjälkar i huvudbärriktningen.

Boverket har i samarbete med docent Sven Ohlsson vid Chalmers Tekniska Högskola utarbetat en metod för kontroll av svängningsbenägenheten i bostadsbjälklag. Metoden finns beskriven i *Svängningar, deformationspåverkan och olyckslast* [1994]. Denna metod gäller endast för bjälklag med en spännvidd

- Massiva träbjälklag -
Normkrav

mindre än 4 m. I *Svikt, svängningar & styvhet hos bjälklag* [1984] skriver S.Ohlsson att om ett bjälklag har större spännvidd en 4 m ska en faktor W'_{RMS} beräknas och jämföras med W'_{RMS} för befintliga bjälklag. Jämförelsen ska göras med ett bjälklag som har liknande hållfasthets- och lastegenskaper, dessutom ska bjälklaget vara acceptabelt ur sviktsynpunkt. Ett lämpligt arbetsschema kan se ut enligt Figur 3.1.



$$f_n = f_0 \cdot \sqrt{1 + n^4 \cdot \left(\frac{l}{b}\right)^4 \cdot \frac{(EI)_b}{(EI)_l}} \quad (3.1)$$

$$f_0 = \frac{\pi}{2 \cdot l^2} \sqrt{\frac{(EI)_l}{m}} \quad (3.2)$$

$$h'_{\max} = \frac{4 \cdot (0,4 + 0,6 \cdot n_{40})}{m \cdot b \cdot l + 200} \quad (3.3)$$

$$n_{40} = \left(\left(\left(\frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right) \cdot \left(\frac{b}{l} \right)^4 \cdot \frac{(EI)_l}{(EI)_b} \right)^{0,25} \quad (3.4)$$

$$h'_{\max, \text{lim } it} \leq 100^{(f \cdot \zeta - 1)} \quad (3.5)$$

$$\sigma'_0 = f_1 \cdot \zeta \quad (3.6)$$

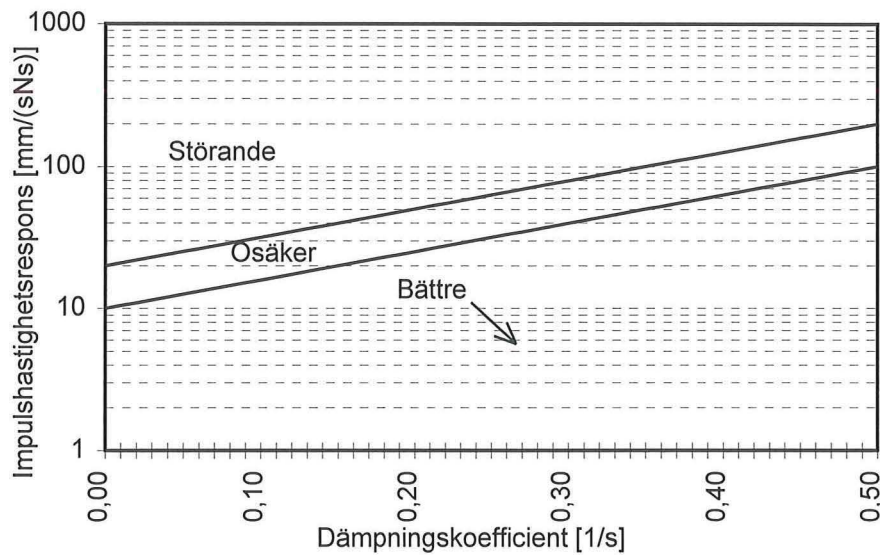
$$W'_{RMS} = \frac{100}{m \cdot b \cdot l \cdot \sqrt{\zeta}} \cdot \sqrt{\frac{N_{1,2}^2 + 1}{2 \cdot f_1^3}} \quad (3.7)$$

Där :

- f_n egenfrekvenser för mod nummer n
- f_0 första egenfrekvensen för ett bjälklag med enhetsbredden 1m
- n mod nummer
- l längden
- b bredden
- EI böjmotstånd per breddenhet (Nm^2/m)
- index l och b refererar till riktning
- m massan (kg/m^2)
- h'_{\max} maximal impulshastighetsrespons
- $h'_{\max, \text{limit}}$ tillåten maximal impulshastighetsrespons
- ζ relativ dämpning
- σ'_0 dämpningskoefficient
- W'_{RMS} svängningshastighet
- $N_{1,2}$ antalet första ordningens egenmoder som har resonansfrekvenser $< 1,2 \cdot f_1$
- $f_1 \approx f_0$

Figur 3.1, Arbetsschema enligt S. Ohlsson [1984]

- Massiva träbjälklag -
Normkrav



Figur 3.1, Klassificering av ett bjälklags respons på stötartad belastning, enligt S. Ohlsson [1984].

Dessa formler gäller egentligen bjälklag som ligger fritt upplagda längs alla fyra ränderna. I försöksuppställningen ligger bjälklaget enbart fritt upplagt på kortsidorna, långsidorna har fria ränder. Detta medför att formlerna inte riktigt gäller för provbjälklaget. De bjälklag som eventuellt kommer att byggas i ett verkligt projekt kommer dock att vara fritt upplagda längs alla fyra ränderna.

3.2 Nedböjningskrav

Några konkreta krav på maximal nedböjning ges inte i BBR-94 eller BKR-94. Emellertid finns det en praxis som är beskriven av Carling [1992]. Carling anger en maximal tillåten nedböjning på $l/300$ eller maximalt 20 mm, för last i bruksgränstillståndet.

3.3 Brandkrav

Myndigheterna har i januari 1994 övergått från detaljregler i Nybyggnadsregler (NR) till funktionsbaserade krav (BBR-94). Denna ändring har medfört att det numera går att bygga flerbostadshus och kontorshus med fler än två våningar med en bärande stomme av trä. De nya krav som ställs på ett bjälklag beskrivs kortfattat nedan.

3.3.1 Brandteknisk klass

I BBR-94 Kapitel 5:21 anges att byggnader där brand medför stor risk för personskada skall utföras i klass Br1. Vidare anges ett råd där det står att byggnader med tre eller fler våningsplan bör utföras i Br1. Detta medför att bjälklaget måste utföras i brandteknisk klass Br1.

3.3.2 Brandteknisk klass på brandavskiljande byggnadsdel

Enligt BBR-94 Kapitel 5:62, ska brandcellsskiljande byggnadsdelar vara täta mot genomsläpp av flammor och gaser och vara så värmeisolerande att temperaturen på den av brand opåverkade sidan inte medför risk för brandspridning. För byggnader i brandklass Br1 gäller:

Byggnadsdel	Brandteknisk klass vid brandbelastning f (MJ/m ²)		
	$f < 200$	$f < 400$	$f > 400$
Brandcellsskiljande byggnadsdel i allmänhet, och bjälklag över källare.	EI 60	EI 120	EI 240

Tabell 3.1, Föreskriven brandteknisk klass i avskiljande avseende i en byggnad i brandteknisk klass Br1.

Bostadslägenheter och kontorslokaler kan anses ha en brandbelastning f mindre än 200 MJ/m². Bjälklaget kommer alltså att räknas till brandteknisk klass EI60.

3.3.3 Bärförmåga vid brand

BBR-94 kapitel 5:8 beskriver vilka krav som ställs på konstruktionens bärförmåga vid en eventuell brand. En bärande konstruktion skall utformas och dimensioneras så att säkerheten mot materialbrott och mot instabilitet, är betryggande vid brand och föreskriven last. Bärverkens delar, inklusive upplag, fogar, förband och dylikt skall dessutom utformas så att sammanstörtning inte kan inträffa. För att klara dessa krav skall ett bjälklag i ett 3-4 våningshus, i Br1 och $f \leq 200$ MJ/m², utföras i brandteknisk klass R60 i bärande avseende.

3.4 Ljudkrav

Detta examensarbete kommer inte att behandla bjälklagets ljudegenskaper. Eftersom man tidigare har varit tvungen att ta till dyra och komplicerade lösningar för att klara av ljudkraven i bostadshus kommer de ljudkrav som BBR-94 (kapitel 7:2 och 7:3) ställer på ett lägenhetsskiljande bjälklag att redovisas nedan. BBR-94 ställer ett allmänt krav på ljudisoleringen, bostäder/lokaler inklusive bjälklaget, skall utformas så att buller utomhus och i angränsande utrymmen dämpas och inte i besvärande grad påverkar dem som vistas i bostaden/lokalen.

3.4.1 Luftljud

Bostäder skall enligt BBR-94 utformas så att luftljudsisoleringen, R'_w blir minst 55 dB. För en lokal, ex ett kontor, är motsvarande krav på luftljudsisoleringen R'_w minst 44 dB.

3.4.2 Stegljud

Motsvarande krav för stegljud i ett bostadshus och en lokal är högsta tillåtna stegljudsnivå $L'_{n,w}$ 58 dB för bostäder och 68 dB för lokaler.

- Massiva träbjälklag -
Normkrav

4. Inledande beräkningar

För att i ett inledande skede få en överslagsmässig uppfattning om hur stor fri spännvidd ett massivt träbjälklag kommer att kunna klara av görs en beräkning enligt de amerikanska bronormerna, *Standard Plans for Southern Pine Bridges* [1995]. I ett tidigt skede av examensarbetet valdes 45x170 mm regler för att bygga upp bjälklaget. Enligt TRÄTEK [1996] klarar ett massivt träbjälklag med 45x170 regler en spännvidd på 5,7 m. TRÄTEK uppskattar då elasticitetsmodulen för de samverkande träreglarna till 10 000 MPa. För att ta hänsyn till samverkan mellan reglarna borde elasticitetsmodulen eventuellt kunna ökas något. I de amerikanska bronormerna finns en metod beskriven för att räkna på brobanor med tvärsända regler, där elasticitetsmodulen ökas med 15% för samverkansbjälklaget.

I bilaga 1 genomförs en beräkning enligt *Standard Plans for Southern Pine Bridges* [1995] på bjälklaget med svenska laster och hållfasthetsgenskaper men enligt den ovan nämnda beräkningsmetoden. Eftersom bjälklaget skall kunna byggas av billigt virke antas att reglarna endast håller kvalité K12.

Beräkningarna enligt *Standard Plans for Southern Pine Bridges* [1995] visar att bjälklaget borde klara en fri spännvidd på cirka 6 m. Beräkningarna tar enbart hänsyn till deformationer och bärlighet, det vill säga att ingen hänsyn tas till svikt. Genom att beställa regler med längden 7 m säkerställs att längden på de beställda reglarna är längre än den fria spännvidd som bjälklaget klarar. Reglarna är fingerskarvade för att klara denna långa längd. Reglarna tillverkades av Algo som ingår i Södra Timber. Södra Timber sponsrar dessutom projektet genom att skänka reglarna. Reglarna är inte K märkta, de är av kvalitet V+ (Kvinta).

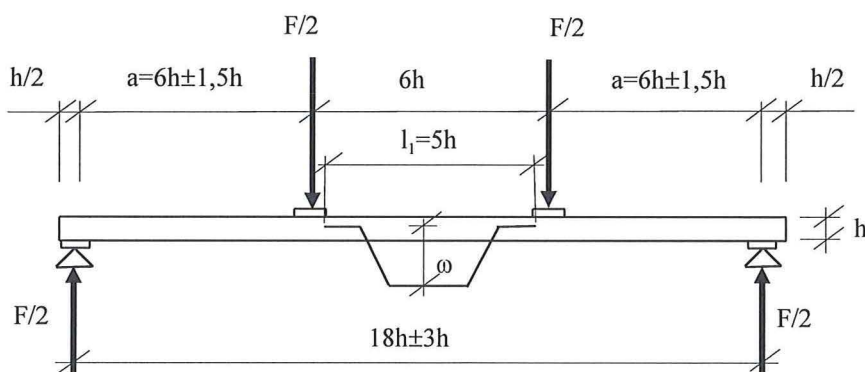
5. Mätning av varje enskild regels elasticitetsmodul

För att kunna analysera hur mycket elasticitetsmodulen ökar när reglarna tvär - spännes samman till ett bjälklag måste varje regels elasticitetsmodul vara känd. Elasticitetsmodulen mäts i regelns mittsnitt samt i regelns svagaste snitt. De svaga snitten i reglarna plockas ut genom att okulärbesikta reglarna. Okulärbesiktningen har genomförts enligt Bertil Thunell [1981].

Innan mätningarna genomförs numreras reglarna och vilken sida av regeln som skall vara upp eller ned bestäms slumpvis. Valet av sida sker med hjälp av en enkrona. Reglarnas orientering bibehålls genom alla försöksserier.

5.1 Uppställning av utrustning vid elasticitetsmodulsmätning

Vid mätningar av varje regels elasticitetsmodul används *European Standard EN 408* [1994]. Enligt denna standard ska försöksuppställningen se ut enligt Figur 5.1 nedan.



Figur 5.1, Försöksuppställning vid elasticitetsmodulsmätning med ställda krav på mått.

Enligt standarden ska kraften påföras så att deformationen sker med en konstant hastighet. Denna hastighet ska vara $0,003 \cdot h$ mm/s. Eftersom reglarna har en höjd av 170 mm blir deformationshastigheten 0,51 mm/s. Vid mätning av ω har två förskjutningsgivare använts, en på varje sida om regeln. Användandet av två förskjutningsgivare är till för att korrigera eventuella fel som kan uppstå på grund av att regeln vippar eller böjer snett. För att få fram elasticitetsmodulen anger normen följande formel.

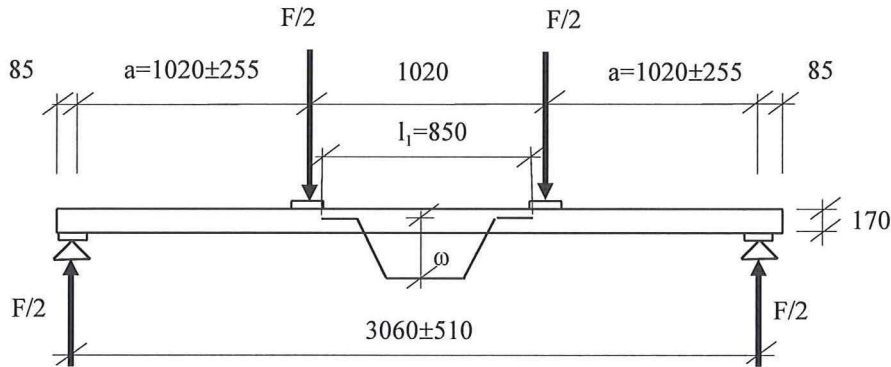
$$E_m = \frac{a \cdot l_1^2 (F_2 - F_1)}{16 \cdot I (\omega_2 - \omega_1)} \quad [Pa] \quad (5.1)$$

Där I är tröghetsmomentet för regeln, det vill säga:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad [m^4] \quad (5.2)$$

5.2 Tillåten tryckkraft vid elasticitetsmodulsmätning

Innan mätningen av reglarnas elasticitetsmodul börjar beräknas en överslagsmässig last som reglarna klara utan att brytas. Detta görs för att inte allt för många regler ska gå sönder.



Figur 5.2, Föreskrivna mått för en regel med höjden 170 mm.

Den antagna virkeskvaliteten är enligt tidigare K12, vilket ger ett f_{mk} -värde på 12 MPa. Detta värde kommer att användas för att räkna ut den maximalt tillåtna tryckkraften F . Den maximalt tillåtna tryckkraften blir 4 kN, enligt beräkningarna i bilag 2.

5.3 Behandling av mätdata

För att kunna beräkna elasticitetsmodulerna för varje enskild regel i försöksserien plottats kraften mot förskjutningen. Förskjutningen tas som ett medelvärde av de båda deformationsgivarna som placerades på båda sidor om kraften. Anledningen till att använda två förskjutningsgivare är att korrigera eventuella fel som kan uppstå om regeln vippar eller böjer snett. För att ytterligare förhindra vippning stagas regeln med hjälp av två tvingar. Tvingarna kan röra sig fritt i vertikalled. Tryckkraften och de båda deformationsgivarnas värden registreras en gång per sekund. Mätvärdena läggs in i Excel och en kurva plottas, till denna kurva anpassar sedan Excel en rät linje med hjälp av regressionsanalys. Den räta linjens riktningskoefficient motsvarar:

$$\frac{F_2 - F_1}{\omega_2 - \omega_1} \quad (5.3)$$

i formel (5.1) för beräkning av elasticitetsmodulen. Kurvan kan till exempel se ut som för mittensnittet i regel 5

- Massiva träbjälklag -
Mätning av varje enskild regels elasticitetsmodul

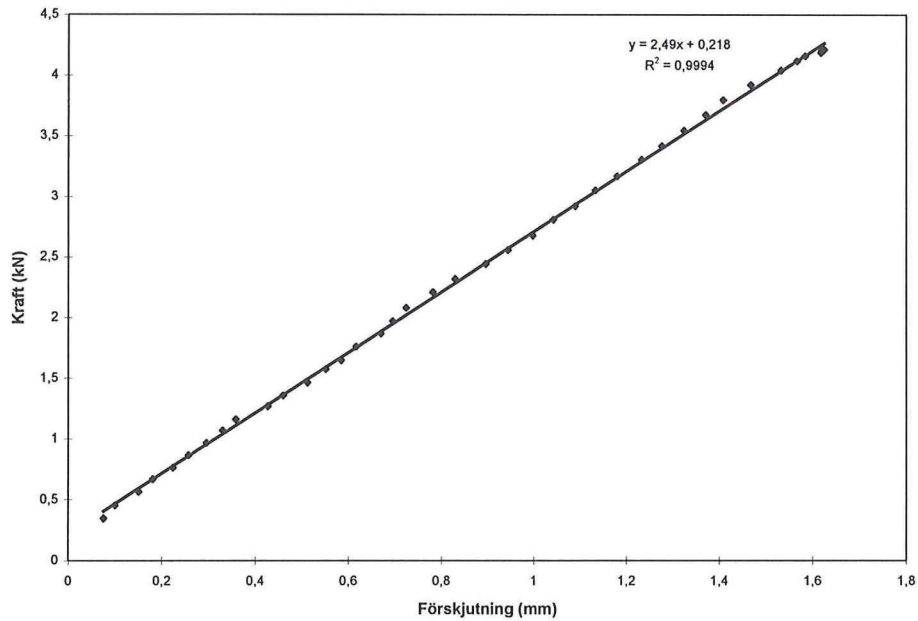


Diagram 5.1, Kraft- deformations diagram för regel nummer 5.

Varje elasticitetsmodul fås sedan fram genom att multiplicera riktningskoefficienten med:

$$\frac{a \cdot l_1^2}{16 \cdot I} = \quad (5.4)$$

$$\frac{1,020 \cdot 0,850^2}{16 \cdot \frac{0,045 \cdot 0,170^3}{12}} = 2500$$

Eftersom de värden som har registrerats har mätts i kN och mm måste riktningskoefficienten multipliceras med en faktor $1 \cdot 10^6$. Riktningskoefficienten får då värdet $2,5 \cdot 10^6$. Resultaten för mätningarna presenteras i tabell 5.1.

- Massiva träbjälklag -
Mätning av varje enskild regels elasticitetsmodul

Regel nr.	Mittsnitt		Svagt snitt	
	Avläst värde	E-modul (MPa)	Avläst värde	E-modul (MPa)
1				
2	4,5652	11413	3,6643	9161
3	4,3676	10919		
4	3,2458	8114	3,3524	8381
5	2,49	6225	3,3368	8342
6	4,5433	11358	4,4001	11000
7	3,6922	9230	3,766	9415
8	4,335	10837	2,239	5597
9	3,1726	7931	3,117	7792
10	4,3004	10751	5,0017	12504
11	4,1388	10347	3,7349	9337
12	3,1481	7870	3,9228	9807
13	2,1328	5332	3,3412	8353
14	3,5015	8754	2,3611	5903
15	5,3238	13309		
16	3,9142	9785	3,5642	8910
17	4,1675	10419	2,7498	6874
18	3,3622	8405	4,4955	11239
19	3,4617	8654	3,5509	8877
20	5,0549	12637	3,8332	9583
21	3,7126	9281	2,828	7070
22	2,9926	7481	2,4512	6128
23	3,663	9157	2,9919	7480
Summa	83,285	2,08215E+5	68,702	1,71755E+5
Medel	3,7857	9464	3,4351	8588

Tabell 5.1, Elasticitetsmoduler för alla reglarna.

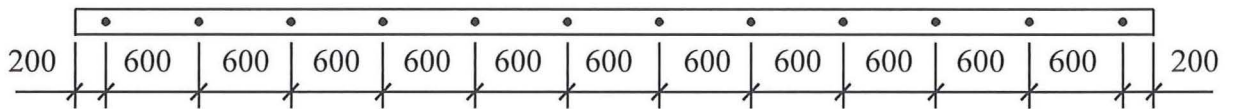
Reglarna som används i försöksserien kan med hjälp av de elasticitetsmoduler som angivits ovan antas motsvara K12.

6. Försök på bjälklagen

6.1 Hopbyggnad av bjälklagen

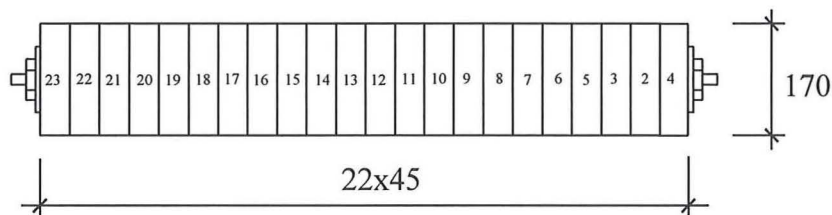
6.1.1 Tvärspänt bjälklag

Bjälklaget ska bli 1 m brett och 7 m långt och tvärspänns av 22 stycken regler med dimensionen $45 \times 170 \text{ mm}^2$. Tvärspänningen sker genom att 12 stycken M16 stänger förs genom bjälklaget med c/c 600 mm. Dessa stänger spännes sedan med ett moment av 125 Nm. För att kunna dra igenom stängerna borras 12 hål i varje regel med c/c 600 mm. Hålen borras grövre än stängerna $\phi 22 \text{ mm}$, detta för att göra det enklare att dra igenom stängerna. Bjälklaget får då utseendet enligt figurerna nedan.



Figur 6.1, Skiss av det tvärspända bjälklaget.

Reglarna ligger i en inbördes ordning enligt nedan.

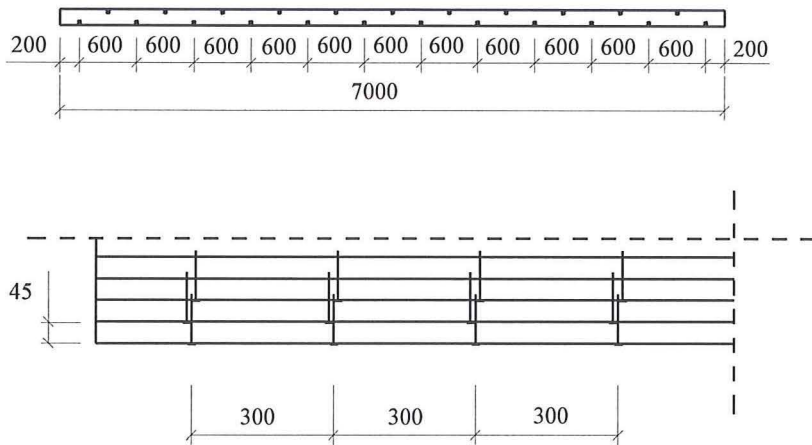


Figur 6.2, Reglarnas inbördes ordning

6.1.2 Spikat bjälklag

Det spikade bjälklaget byggs av exakt samma regler som det tvärspända bjälklaget. Reglarna läggs dessutom i samma inbördes ordning som det tvärspända. För att detta ska kunna genomföras byggs först det tvärspända bjälklaget varefter mätningar genomförs på bjälklaget. Därefter plockas bjälklaget sönder och reglarna spikas samman till ett nytt bjälklag. Även det hopspikade bjälklaget kommer att ha längden 7 m och bredden 1 m. Spikarna som är 100-3,4 mm (4'') slås med c/c avståndet 300 mm, enligt Figur 6.3 nedan.

- Massiva träbjälklag -
Försök på bjälklagen



Figur 6.3, Spikavstånd vid hop spikning av bjälklaget.

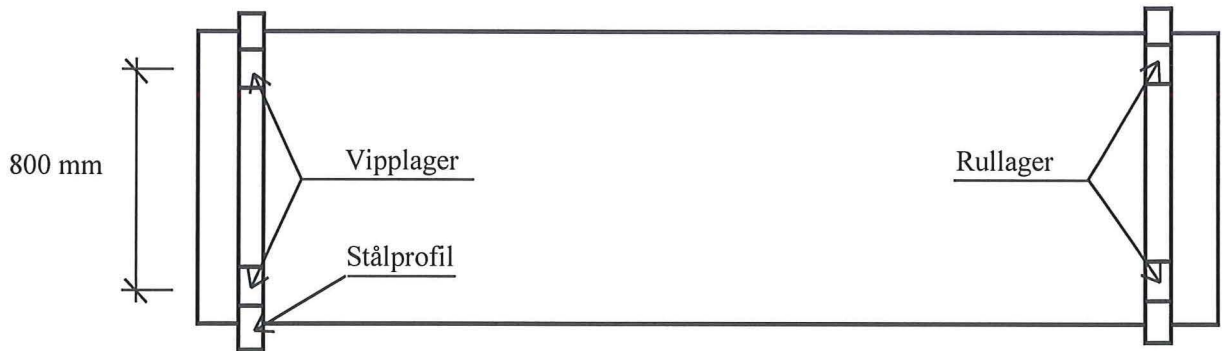
6.1.3 Egna kommentarer vid hopbyggnad av bjälklagen

De enskilda reglarna i det tvärsända bjälklaget kan röra sig i höjdlid på grund av att de tvärgående hålen har en större diameter än vad stängerna har. Eftersom reglarna är skeva kommer det tvärsända bjälklaget därmed att få en ojämn yta. För att kunna få en jämn yta behövs någon typ av press som kan tvinga reglarna att ligga plant och rakt när bjälklaget spännes i hop. Problemet är lättare att undvika när reglarna spikas samman. Eftersom reglarna spikas dit en i taget och kan då under tiden hållas på plats med exempelvis tvingar så att bjälklaget blir plant. Ett problem som kan dyka upp vid spikning är att hela bjälklaget kan bli vridet, det vill säga att bjälklaget inte ligger plant mot stödet utan reser sig i den ena kanten. Detta fenomen uppträder inte vid tvärspanning då reglarna kan röra sig mer individuellt. Kupningen hos reglarna kan minskas genom att spikarna slås i ett sicksack mönster. Sicksack mönstret medför att kontaktytan mellan reglarna blir större än vid tvärspanning, skillnaden minskar dock med ökande tvärspanningskraft. En större kontaktyta borde medföra att samverkan mellan reglarna ökar.

6.2 Uppställning för mätning på bjälklagen

För att kunna genomföra mätningarna läggs bjälklagen upp på två stålprofiler. Dessa stålprofiler har försetts med två rullstöd respektive två vippstöd. Stöden placerades så att de hade ett inbördes avstånd av 800 mm mellan mittpunkterna. Stålprofilerna flyttades sedan så att olika spännvidder på bjälklaget erhöles. Underifrån kommer försöksutrustningen att se ut som Figur 6.4 nedan.

- Massiva träbjälklag -
Försök på bjälklagen

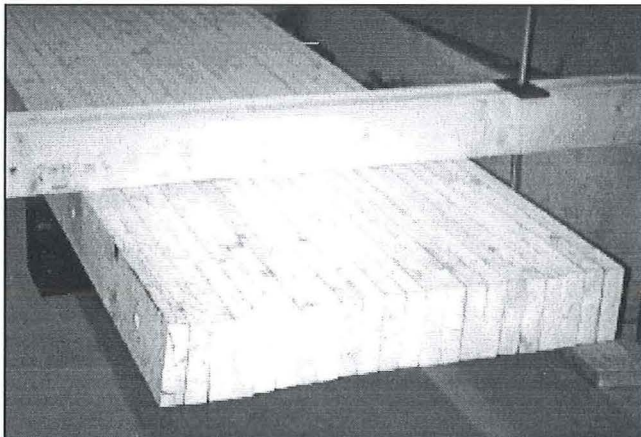


Figur 6.4, Placering av vipp- respektive rullager för uppläggning av bjälklaget, sett underifrån.

Lasten applicerades med hjälp av en manuell tryckkolv. För att mäta vilken kraft kolven utsatte försöksuppställningen med användes en lastcell. Deformationerna i bjälklaget mättes med förskjutningsgivare. Lastcellen och förskjutningsgivare kopplades samman med en mät dator. Mät datorn mäter alla värden en gång per sekund och lagrar resultaten i en mät data fil. Antalet förskjutningsgivare och deras position varierades beroende på vilket försök som genomfördes. De försök som genomfördes var följande:

- Elasticitetsmoduls mätning, bjälklaget belastas med två linjelaster enligt Europén Standard EN408.
- Svikt kriteriet, det vill säga en punktlast mitt på bjälklaget där deformationen maximalt får uppgå till 1,5 mm.
- Mätning av hur bjälklaget deformeras tvärs huvudriktningen när en punktlast belastar bjälklaget i mitten.
- Nedböjning, maximal nedböjning $1/300$ för en utbredd last. Den utbredda lasten simuleras med tre linjelaster.
- Dynamisk mätning av accelerationer och krafter.

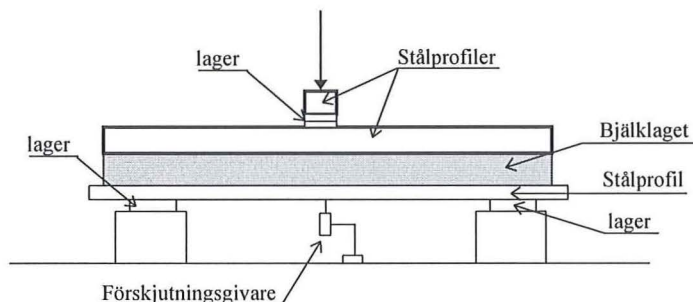
Det spikade bjälklaget har en viss skevhet på grund av att de träreglar som använts är krokiga. För att lösa detta problem spänns bjälklaget ned över stöden med hjälp av träreglar, se Figur 6.5 nedan. Eftersom reglarna placeras över stöden och stålstångerna som spänner ned reglarna är vecka kommer upplagen även fortsättningsvis att fungera som fritt upplagda. Det vill säga att upplagsförhållandena mellan det tvärsända och det hopspikade bjälklaget inte skiljer sig teoretiskt från varandra.



Figur 6.5, Nedspänning av det spikade bjälklaget.

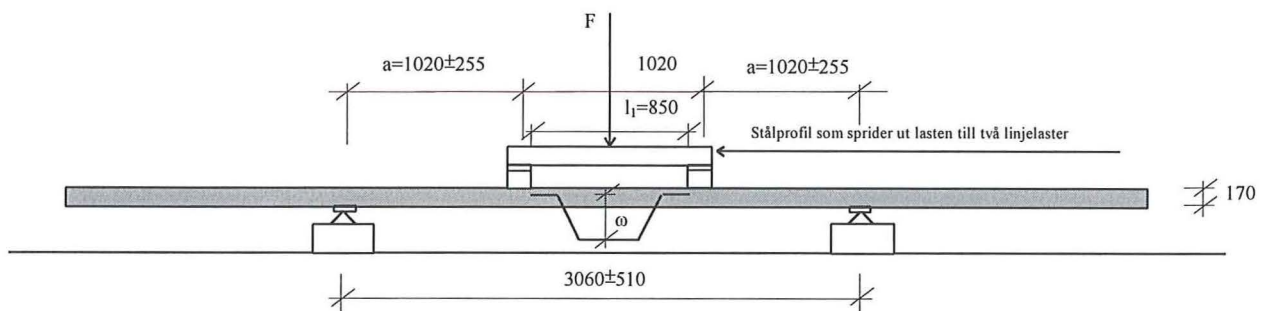
6.3 Mätning av elasticitetsmodul

Elasticitetsmodulen på det tvärsända bjälklaget mäts dels genom att utföra mätningarna enligt Europén Standard EN408 (standarden är beskriven i kapitel 4) samt genom en egen mätmetod som i princip fungerar på samma sätt som standarden. Den egna mätmetoden skiljer sig från standarden genom att tre förskjutningsgivare placeras under bjälklaget, en givare i mitten samt två givare på var sin sida av mitten. Givarna har avståndet $6h$ det vill säga 850 mm. Denna metod är den enda som har använts vid mätning på det hopspikade bjälklaget. För mätningen enligt Europén Standard EN408 användes två byglar med förskjutningsgivare, en bygel på varje sida av bjälklaget. För att sprida ut punktlasten till två linjelaster användes tre stålprofiler. Hur dessa stålprofiler placerades kan uttydas i figuren nedan.



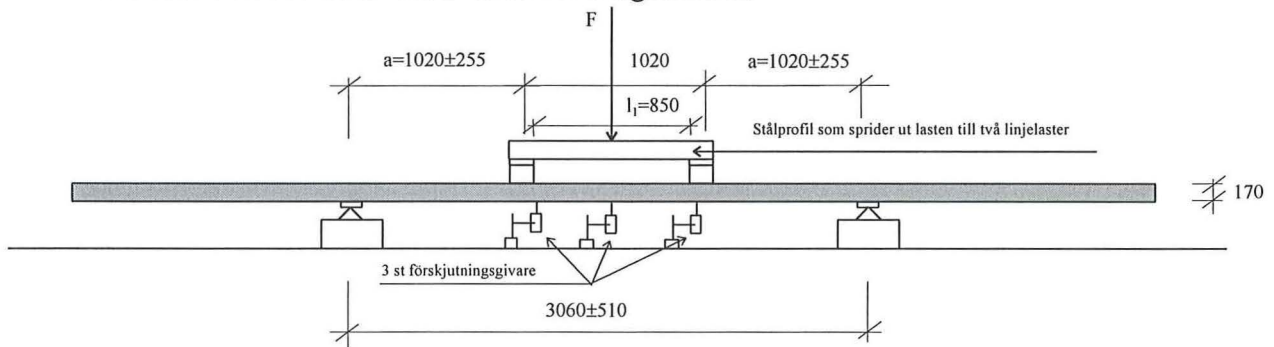
Figur 6.6, Sektion av försöksupställningen. Alternativ metod.

- Massiva träbjälklag -
Försök på bjälklagen



Figur 6.7, Försöksuppställning för Europén Standard EN408

Figuren ovan visar en principskiss av försöksuppställningen vid mätning enligt Europén Standard EN408. På båda sidor om bjälklaget placerades en bygel med förskjutningsgivare. Elasticitetsmodulen räknades sedan fram som ett medelvärde av de båda förskjutningsgivarna. Eftersom förskjutningsgivarna placerades på sidorna av bjälklaget och därmed ganska långt från lastens angreppspunkt, fås deformationer som inte återspeglar de deformationer som fås mitt under lasten. Därför har den alternativa mätmetoden tagits fram.

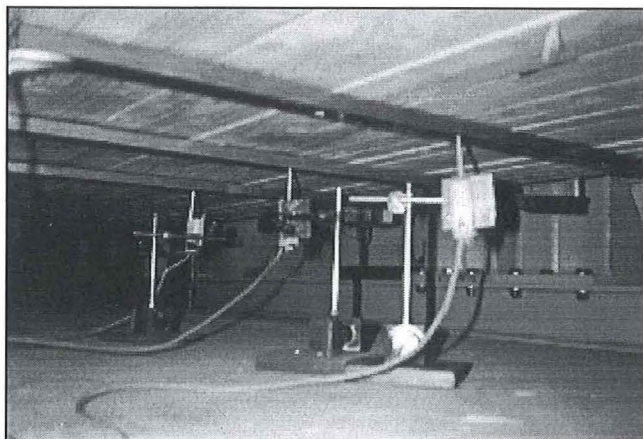


Figur 6.8, Försöksuppställning för den alternativa mätmetoden.

Den egna mätmetoden fungerar som sagts innan i princip på samma sätt som standarden. I stället för byglarna används här två förskjutningsgivare. Med hjälp av dessa två givare samt den tredje i mitten kan en deformationsskillnad räknas fram. Det är denna deformation, ω , som mäts i standarden. Deformationsskillnaden beräknas med hjälp av följande formel.

$$\omega = \omega_2 - \frac{\omega_1 + \omega_3}{2} \quad (6.1)$$

Där ω_2 är mittdeformationen. Mellan bjälklaget och givarna har tre plattjärn spänts fast för att ge en så korrekt bild av deformationerna som möjligt. Järnen är till för att jämna ut lokalt större deformationer. Eftersom bjälklaget har en ganska ojämn yta kommer stålprofilerna som sprider ut punktlasten till linjelaster att vila på enstaka reglar. Reglarna som tar lasten kan då tryckas ner, om friktionskraften till de intilliggande reglarna överskrids. För att bland annat förhindra att sådana deformationer kommer med i mätningen har stålprofiler placerats under bjälklaget.



Figur 6.9, Placering av förskjutningsgivare och plattjärn i den alternativa mätmetoden.

6.3.1 Tvärspänt bjälklag

Elasticitetsmodulen på det tvärspända bjälklaget mättes endast med c/c avståndet 600 mm mellan de tvärgående stängerna. Den första mätningen på det tvärspända bjälklaget genomfördes med ganska små laster, ungefär 10 kN. Detta medförde att kraft- deformationskurvan blev olinjär. Anledningen till detta är att reglarna ställer in sig i början samt att hydraulkolven sköts manuellt, vilket medför att deformationshastigheten inte är konstant. För att klara dessa problem belastades bjälklaget istället med en kraft upp mot 70 kN.

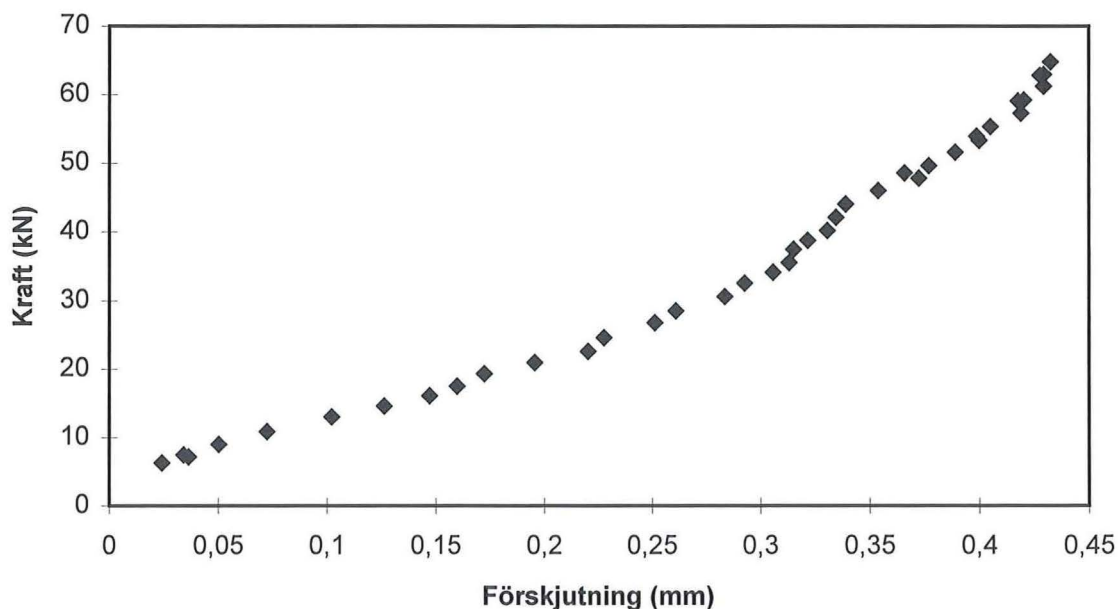


Diagram 6.1, Diagrammet visar elasticitetsmodulen för den alternativa mätningen på det tvärspända bjälklaget, det vill säga den mätning när tre förskjutningsgivare placerades under bjälklaget och förskjutningen, ω , räknas ut som skillnaden mellan givarna.

- Massiva träbjälklag -
Försök på bjälklagen

Diagrammet visar att elasticitetsmodulen ökar med lasten, detta beror antagligen på att när lasten ökas "aktiveras" fler regler och lokala försvagningar i de enskilda reglarna får mindre och mindre betydelse. Eftersom brukslasten kommer att motsvaras av en punktlast på ungefär 10-20 kN, är det den undre delen av kurvan som är mest intressant. Kurvan för elasticitetsmodulen är ganska linjär mellan 10 och 30 kN, efter 30 kN börjar elasticitetsmodulen att öka med ökande last. Därför väljs värden mellan 10 och 30 kN när elasticitetsmodulen för brukslasten skall utvärderas. Plottas värden på kraften mellan 10 och 30 kN fås en kurva enligt nedan.

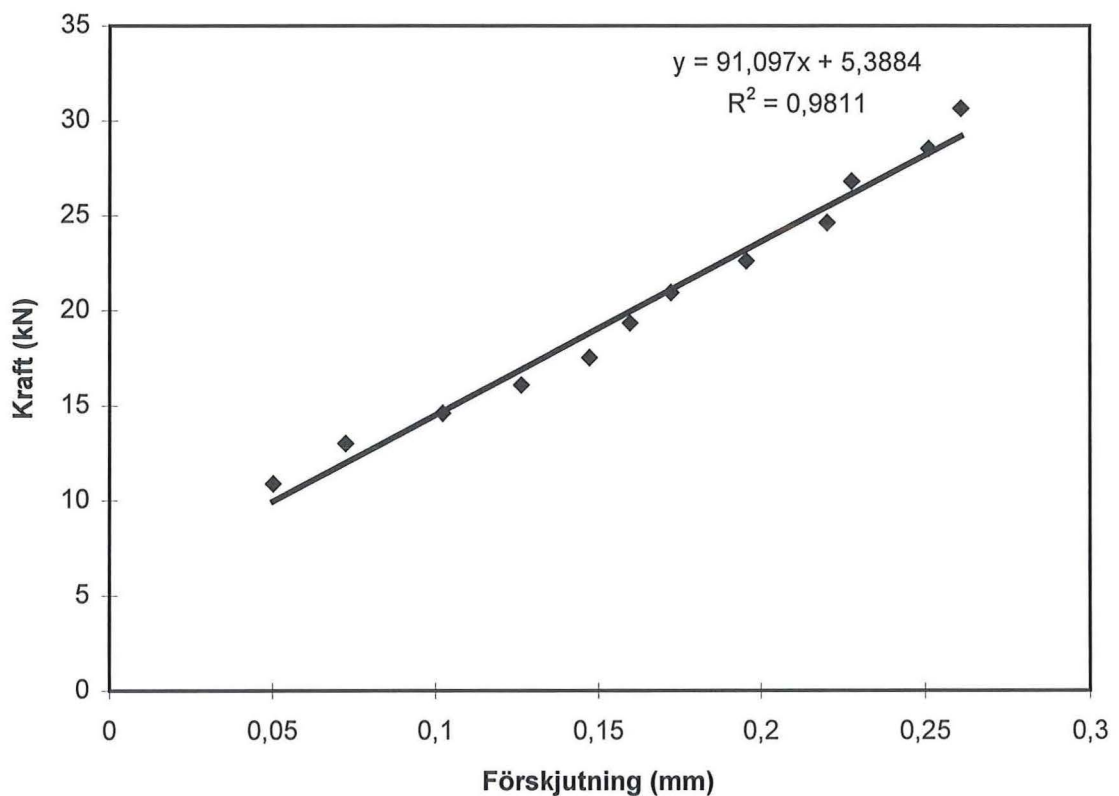


Diagram 6.2, Diagrammet visar elasticitetsmodulen för den alternativa mätmetoden på det tvärspända bjälklaget med kraften mellan 10 och 30 kN, det vill säga den första delen av mätningen när tre förskjutningsgivare placerades under bjälklaget och förskjutningen, ω , räknas ut som skillnaden mellan dem.

Elasticitetsmodulen för hela bjälklaget kan nu räknas ut med hjälp av följande formel.

$$E_m = \frac{a \cdot l_1^2 \cdot K}{16 \cdot I} \quad [Pa] \quad (6.2)$$

Där:

$a = 1,020$ m enligt Figur 6.8

$l_1 = 0,850$ m enligt Figur 6.8

$K = 91,097$ riktningskoefficienten enligt diagram 6.2.

$I = bh^3/12$ tröghetsmomentet för balken

Elasticitetsmodulen, E_m blir då för det tvärsända bjälklaget med c/c avståndet 600 mm mellan de tvärgående stängerna:

$$E_m = \frac{1,020 \cdot 0,850^2 \cdot 91,097 \cdot 10^6}{16 \cdot \frac{1,0 \cdot 0,170^3}{12}} = 10,24 \cdot 10^9 \quad [Pa]$$

Detta värde skall jämföras med $9,46 \cdot 10^9$ Pa som är medelvärdet för de enskilda reglarna. Elasticitetsmodulen ökar alltså med 8% jämfört med de enskilda reglarna.

6.3.2 Hopspikat bjälklag

Elasticitetsmodulsmätningarna på det hopspikade bjälklaget genomfördes i princip på samma sätt som för det tvärsända bjälklaget. Här mättes dock elasticitetsmodulen enbart med den alternativa mätmetoden.

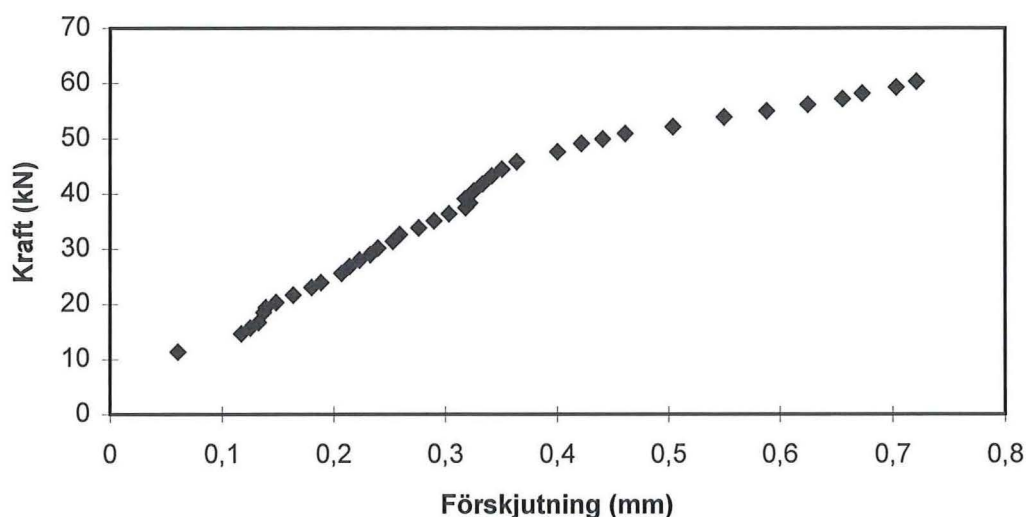


Diagram 6.3, Elasticitetsmodulsmätning på det hopspikade bjälklaget med den alternativa mätmetoden.

Elasticitetsmodulen i diagrammet ovan minskar vid en last på ungefär 45 kN. Minskningen av elasticitetsmodulen kan bero på att spikarna börjar att deformeras. Eftersom brukslasten kommer att ligga mellan 10 och 20 kN kan denna minskning borträknas. För att få ett värde på elasticitetsmodulen för det hopspikade bjälklaget används endast värden mellan 15 och 35 kN. Den delen av kurvan ser i princip ut som för det tvärsända bjälklaget och redovisas inte här utan i bilaga 5. Beräkningen av elasticitetsmodulen sker på samma sätt som för det tvärsända bjälklaget med den skillnaden att riktningskoefficienten K ändras till 115,28, se bilaga 5. Vilket medför att elasticitetsmodulen för det hopspikade bjälklaget blir $12,97 \cdot 10^9$ Pa. Även detta värde skall jämföras med $9,46 \cdot 10^9$ Pa som är medelvärdet för de enskilda reglarna. Elasticitetsmodulen ökar alltså med 37% jämfört med de enskilda reglarna.

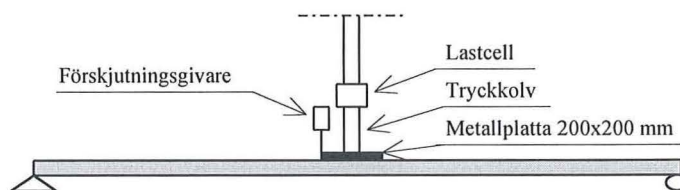
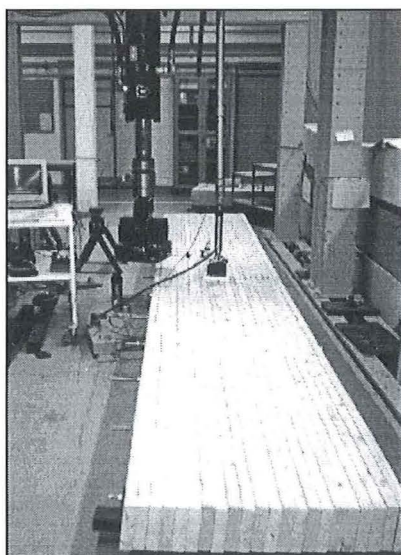
6.3.3 Sammanställning

Elasticitetsmodulen för det tvärspända bjälklaget med ett avstånd av 600 mm mellan de tvärgående stängerna blir $10,24 \cdot 10^9$ Pa och för det spikade bjälklaget $12,97 \cdot 10^9$ Pa. Elasticitetsmodulmätningarna visar att elasticitetsmodulen ökar både för det tvärspända och det hopspikade bjälklaget jämfört med medelvärdet på de enskilda reglarna. Ökningen är betydligt större för det hopspikade än för det tvärspända, 37 procents ökning jämfört med 8 procent. Dessa värden kan jämföras med de 15 procents ökning som anges i *Standard Plans for Southern Pine Bridges* [1995]. Att det spikade bjälklaget får en högre elasticitetsmodul än vad det tvärspända får, kan beror på att när det spikade byggdes slogs spikarna i ett sicksack mönster vilket leder till att kupning hos reglarna blir mindre. Reglarna får då en större anliggningsyta och på så vis ökar friktionen och samverkan mellan reglarna. Spikarna själva (det vill säga om man bortser från de friktionskrafter som fås) medverkar dessutom till att öka reglarnas samverkan.

6.4. Svikt

För att ett bjälklag skall klara sviktkraven, skall bjälklaget uppfylla följande krav enligt BKR-94 (Kap. 5:323). När en punktlast av 1 kN appliceras i mitten av bjälklaget får den maximala mittnedböjningen uppgå till 1,5 mm.

Försöksuppställningen kom att se ut enligt nedan.

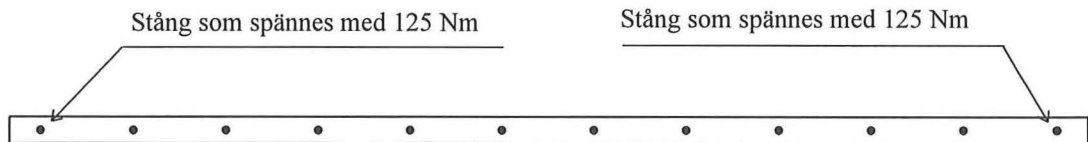


Figur 6.10, Försöksuppställning för sviktmätning på bjälklagen. Bilden är tagen vid försök på det tvärspända bjälklaget.

Lastcellen och förskjutningsgivaren kopplas till en mätdator som registrerar tryckkraften samt förskjutningen en gång per sekund. Bjälklaget belastades med en successivt ökande last, när lasten var mellan 5 och 6 kN avbröts mätningen och stöden flyttades så att bjälklaget fick en ny spännvidd. För att få nedböjningen för 1 kN används linjär regression för att ta fram funktionen för en rät linje. Med hjälp av denna funktion kan sedan nedböjningen för 1 kN beräknas.

6.4.1 Tvärspänt bjälklag

För att undersöka vilken maximal spännvidd bjälklaget får ha för olika antal spännstag genomfördes ett antal försök. Försöksserien inleddes med att endast stängerna i ytterkanterna på bjälklaget späades (se Figur 6.11).



Figur 6.11, Placering av stänger samt vilka stänger som är åtspäades i det första sviktförsöket.

För att mäta mittnedböjningen applicerades en punktlast mitt på bjälklaget, lasten spreds ut med en metallplatta som var $200 \times 200 \text{ mm}^2$. Nedböjningarna i mitten av bjälklaget mättes för spännvidderna 3000 mm, 4200 mm, 5400 mm samt 6600 mm. Försöksserien utökades med att en golvspånskiva 22 mm lades mellan metallplattan och bjälklaget. Spånskivan plockades sedan bort och c/c avståndet mellan stängerna varierades istället, stängerna späades in med c/c 1800 mm, c/c 1200 mm samt c/c 600 mm. Figuren nedan visar kraft- deformationskurvan för bjälklaget sammanspänt med stänger på c/c 600 mm och spännvidden 6600 mm. Resultatet för de andra mätningarna redovisas i bilaga 5.

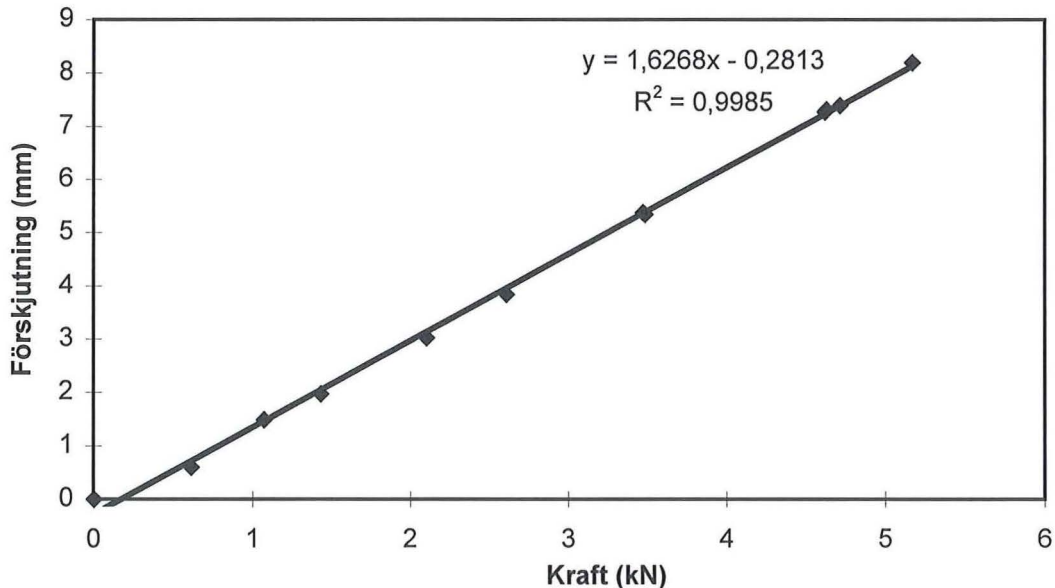


Diagram 6.4, Kraft- deformationskurva för bjälklaget med spännvidden 6600 mm samt ett avstånd mellan stängerna på 600 mm. I figuren kan man avläsa att en tryckkraft på 1 kN medför en nedböjning av bjälklaget på ungefär 1,4 mm, vilket ligger precis under den tillåtna deformationen enligt BKR94 Kap5:323.

6.4.2 Hopspikat bjälklag

Mätserien på det hopspikade bjälklaget har i princip genomförts på samma sätt som för det tvärsända, men med den skillnaden att mätningar med spännvidden 3000 mm inte genomfördes. Detta på grund av att de tidigare försöken visade att denna spännvidd var onödig att mäta på, eftersom de uppmätta nedböjningarna låg betydligt under de krav som ställs på bjälklaget. Kraft- deformationskurvorna för det tvärsända bjälklaget och det hopspikade bjälklaget skiljer sig inte utseendemässigt från varandra, därför redovisas resultatet för det hopspikade bjälklaget i bilaga 5.

6.4.3 Sammanställning

Resultaten för alla sviktmätningar på bjälklagen redovisas nedan i Diagram 6.5. De deformationer som återges gäller för en punktlast mitt på bjälklaget med storleken 1 kN. Normkravet är inlagt som en linje med 1,5 mm nedböjning.

Deformation (mm)

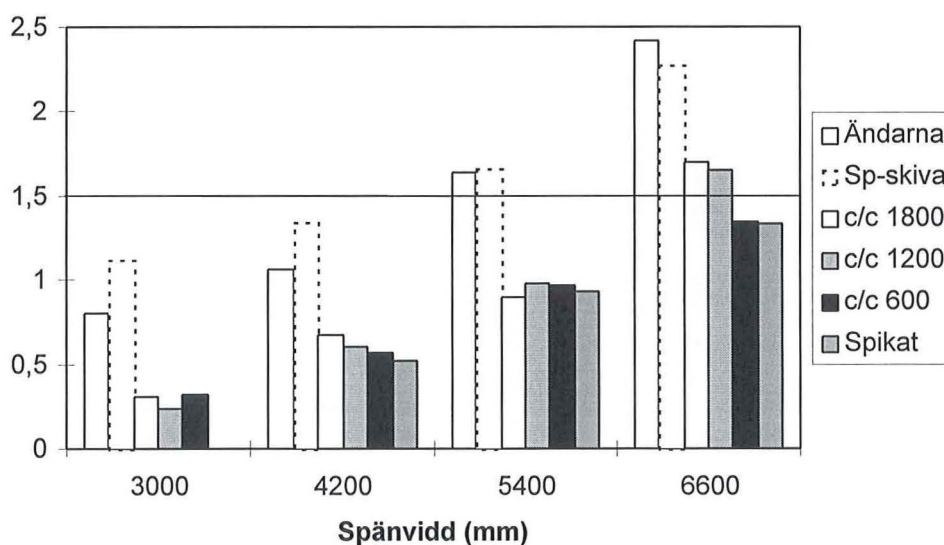


Diagram 6.5, Nedböjningar för en punktlast av 1 kN.

Diagrammet ovan visar att spånskivan inte hjälper till med att sprida ut lasterna på en större bredd och på så vis minska nedböjningarna, det ser snarare ut som om spånskivan ökar deformationerna. Detta kan eventuellt bero på att spånskivan inte ligger riktigt plant utan vilar på lokala förhöjningar i överytan på bjälklaget, vilket kan medföra att spånskivan kommer att deformeras innan den kommer i kontakt med bjälklaget under kraften. Vidare går det, ur diagrammet ovan, att konstatera att det inte är någon nämnvärd skillnad på nedböjningen för stångavstånden c/c 1800 mm och c/c 1200 mm. Avståndet c/c 600 mm skiljer inte heller speciellt mycket från de ovan angivna avstånden. Vid spännvidden 6600 mm är skillnaden dock något större, detta kan eventuellt vara en tillfällig förbättring. Värdena för det spikade bjälklaget är i samma storleksordning som för det tvärsända bjälklaget med c/c avståndet 600 mm. Vidare visar diagrammet ovan att

sviktkravet, enligt BKR-94 Kapitel 5:323, på maximalt 1,5 mm nedböjning för en punktlast av 1 kN klaras utan några större problem för en spännvidd av minst 5400 mm, om bjälklaget spännes ihop med ett minsta stångavstånd av c/c 1800 mm. Spännvidden 6600 mm kan eventuellt klaras av om stängerna spännes in med ett avstånd av 600 mm eller om det spikas hop, detta är dock en aning tvivelaktigt. Ur statisk sviktsynpunkt borde bjälklagen klara en spännvidd på 6000 mm.

6.4.4 Beräkningar av det statiska sviktkriteriet

Teoretiska beräkningar av bjälklagets nedböjning till följd av en punktlast kan göras med den uppmätta elasticitetsmodulen samt med en antagen elasticitetsmodul. Den antagna elasticitetsmodulen sätts till 1,15·8000 MPa (K12).

$$u = \chi \frac{P \cdot l^3}{48 \cdot EI} \quad [m] \quad (6.3)$$

$$\chi = \begin{cases} 0,4 + 5 \cdot \beta - 20 \cdot \beta^2 & 0 < \beta \leq 0,1 \\ 0,6 + \beta & 0,1 \leq \beta \leq 0,2 \\ 0,68 + 0,6 \cdot \beta & 0,2 \leq \beta \leq 0,3 \\ 0,8 + 0,2 \cdot \beta & 0,3 \leq \beta \leq 1,0 \\ 1,0 & \beta > 1,0 \end{cases} \quad (6.4)$$

$$\beta = \frac{(EI)_l}{(EI)_b} \cdot \left(\frac{s}{l}\right)^4 \quad (6.5)$$

Där:

- (EI)_l är styvheten i längsled
(EI)_b är styvheten i breddriktningen
s är reglarnas centrumavstånd

Eftersom χ beskriver hur lasten sprids ut till olika regler vid ett ”normalt” bjälklag med träreglar på olika c/c avstånd och det aktuella bjälklaget inte fungerar på det viset, antas att χ kan sättas till 1,0 i beräkningarna. Vidare antas sedan att elasticitetsmodulen kan ökas med 15 % som beskrivits innan. Punktlasten antas tillhöra lasttyp C varför κ_s blir 1,0 och följaktligen blir elasticitetsmodulen 9200·10⁶ Pa. Vidare antas i dessa beräkningar att den medverkande bredden är en meter.

$$u = \frac{P \cdot l^3}{48 \cdot EI} = \frac{1000 \cdot l^3}{48 \cdot 9200 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,0 \cdot 0,170^3}{12}} = 5,53 \cdot 10^{-6} \cdot l^3 \quad [m]$$

Med elasticitetsmodulen antagen som 1,15·8000 MPa blir nedböjningen för en punktlast:

0,15 mm	för spännvidden 3000 mm
0,41 mm	för spännvidden 4200 mm
0,87 mm	för spännvidden 5400 mm
1,59 mm	för spännvidden 6600 mm

- Massiva träbjälklag -
Försök på bjälklagen

Motsvarande beräkning kan även göras med de uppmätta värdena på elasticitetsmodulerna. Även här antas att den medverkande bredden är 1 m. Elasticitetsmodulerna sätts i beräkningarna till:

$$E_{\text{Tvär}}=10,24 \cdot 10^9 \text{ Pa} \text{ samt } E_{\text{spik}}=12,97 \cdot 10^9 \text{ Pa}$$

Deformationerna till följd av punktlasten på en kN blir då:

Inspänning	Spännvidd (mm)	Deformation vid F=1 kN (mm)	Deformation vid uppmätt E-modul (mm)	Deformation vid antagen E-modul (mm)
Ädarna inspända 125 Nm	3000	0,805	0,13	0,15
	4200	1,066	0,37	0,41
	5400	1,635	0,78	0,87
	6600	2,414	1,43	1,59
Stänger med c/c 1800 mm	3000	0,301	0,13	0,15
	4200	0,676	0,37	0,41
	5400	0,901	0,78	0,87
	6600	1,699	1,43	1,59
Stänger med c/c 1200 mm	3000	0,234	0,13	0,15
	4200	0,598	0,37	0,41
	5400	0,983	0,78	0,87
	6600	1,657	1,43	1,59
Stänger med c/c 600 mm	3000	0,319	0,13	0,15
	4200	0,560	0,37	0,41
	5400	0,965	0,78	0,87
	6600	1,346	1,43	1,59
Spånskiva	3000	1,119	0,13	0,15
	4200	1,350	0,37	0,41
	5400	1,665	0,78	0,87
	6600	2,272	1,43	1,59
Hopspikat Bjälklag	3000	-	-	-
	4200	0,520	0,29	0,41
	5400	0,936	0,62	0,87
	6600	1,330	1,13	1,59

Tabell 6.1, Nedböjningar och medverkande bredd för olika spännvidder och inspänningsgrader.

6.4.5 Medverkande bredd

Den medverkande bredden kan nu beräknas som kvoten mellan den upmätta nedböjningen och den beräknade nedböjningen, för en punktlast på 1 kN. I tabellen nedan, Tabell 6.2, redovisas den medverkande bredden.

Inspänning	Spännvidd (mm)	Medverkande bredd (antagen E-modul) (m)	Medverkande bredd (uppmätt E-modul) (m)
Ädarna inspända 125 Nm	3000	0,18	0,16
	4200	0,38	0,35
	5400	0,53	0,48
	6600	0,66	0,59
Stänger med c/c 1800 mm	3000	0,50	0,43
	4200	0,61	0,55
	5400	0,97	0,87
	6600	0,93	0,84
Stänger med c/c 1200 mm	3000	0,64	0,56
	4200	0,68	0,62
	5400	0,88	0,79
	6600	0,96	0,86
Stänger med c/c 600 mm	3000	0,47	0,41
	4200	0,73	0,66
	5400	0,90	0,81
	6600	1,18	1,06
Spånskiva	3000	0,13	0,12
	4200	0,30	0,27
	5400	0,52	0,45
	6600	0,70	0,63
Hopspikat Bjälklag	3000	-	-
	4200	0,79	0,56
	5400	0,93	0,66
	6600	1,19	0,85

Tabell 6.2, Medverkande bredd för bjälklagen.

I tabellen ovan ses att den medverkande bredden ökar med ökande tvärspänningsgrad, detta är ganska självklart. Mindre självklart är det att den medverkande bredden ökar med spännvidden, men efter att fundera ett litet tag är det ganska rimligt att den medverkande bredden ökar med ökande spännvidd. Vore spännvidden oändligt liten skulle den medverkande bredden endast vara den bredd som stålplattan sprider ut lasten på. Ökas den oändligt lilla spännvidden till en mer normal spännvidd måste den medverkande bredden givetvis öka. Att den medverkande bredden ökar med en ökande spännvidd medför att det inte går att rekommendera en medverkande bredd vid beräkning av punktlastkriteriet. Dessutom verkar det som om den medverkande bredden minskar med en styvare konstruktion. Det vill säga att även elasticitetsmodul och tröghetsmoment (konstruktionshöjden) påverkar den medverkande bredden, lastens storlek borde även den ha betydelse för den medverkande bredden. Figuren nedan visar hur den medverkande bredden varierar med spännvidden.

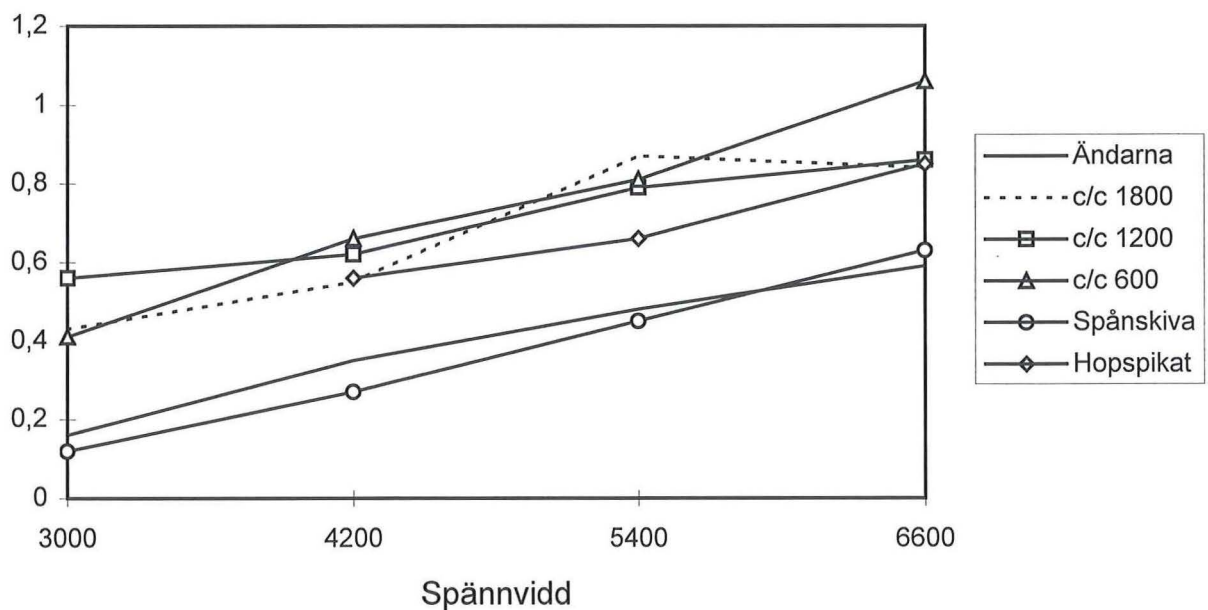
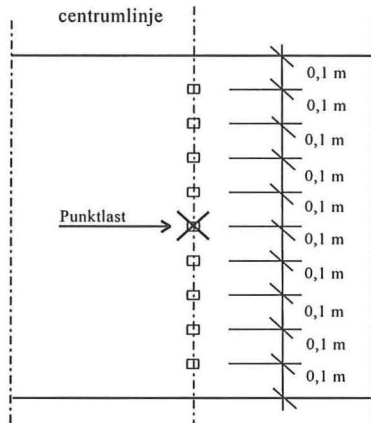


Diagram 6.6, Medverkande bredd som funktion av spännvidden

6.5 Mätning av deformationer tvärs bjälklaget

För att få en bättre förståelse av hur deformationerna tvärs bjälklaget ser ut, samt även få en lite bättre förståelse för hur den medverkande bredden varierar gjordes mätningar med förskjutningsgivare spridda tvärs bjälklaget. Totalt placerades nio förskjutningsgivare ut, givarna placerades tvärs bjälklaget under punktlasten med ett avstånd av ungefär 1 dm se Figur 6.12. Lasten utgjordes av en punktlast mitt på bjälklaget.



Figur 6.12, Placering av förskjutningsgivare längs med bjälklagets centrumlinje

Mätningen gjordes för spännvidden 5400 mm med ett stångavstånd av 600 mm, samt för det hopspikade bjälklaget med spännvidden 5400 mm. Resultatet av försöket för de spikade bjälklaget redovisas nedan.

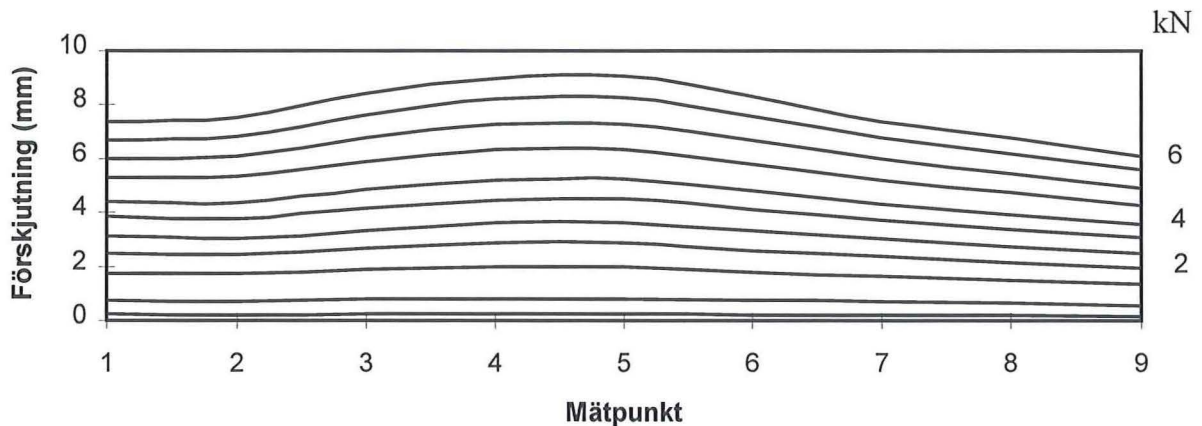
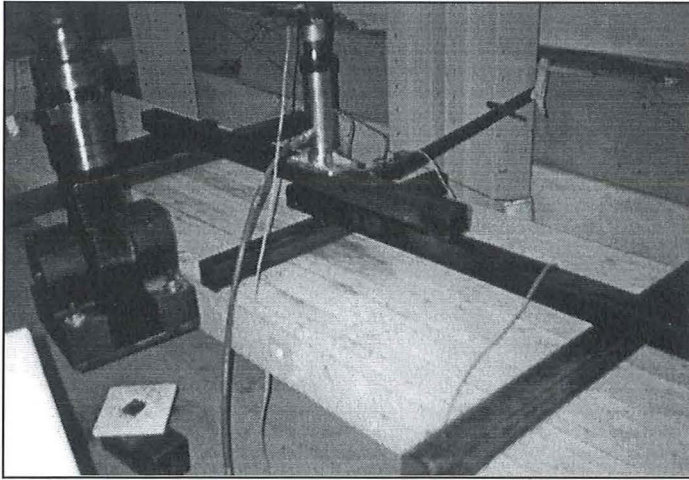


Diagram 6.7, Deformationerna tvärs bjälklaget när bjälklaget utsätts för en punktlast i mitten. För det tvärspända bjälklaget ser kurvorna i princip ut på samma sätt, se bilaga 5.

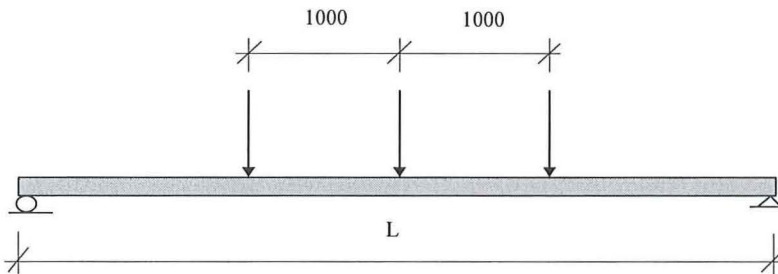
Det syns tydligt i diagrammet att reglarna i mitten deformerar mer än reglarna på kanterna. Kurvorna ligger dock förskjutna något åt vänster, det beror antagligen på att på vänster sida av mitten ligger reglarna 12 och 13 som båda två har en ganska liten elasticitetsmodul. Utseendet på kurvan ser ungefär likadan ut för alla lasterna det är endast storleksordningen som varierar.

6.6 Kontroll av nedböjningen av en utbredd last

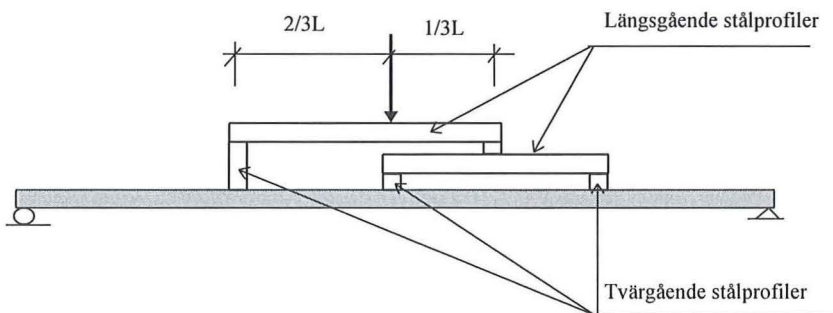
Enligt Carling [1992] bör nedböjningen hos ett golvbjälklag understiga $L/300$ eller maximalt 20 mm, för en utbredd last i bruksgränstillståndet. För att kontrollera att bjälklaget klarar av detta krav har en provserie genomförts där nedböjningen hos bjälklaget mäts. Den utbredda lasten har simulerats genom tre linjelaster som placeras tvärs bjälklaget. Dessa tre linjelaster skall ge samma mittnedböjning som den utbredda lastens mittnedböjning. Linjelasterna placerades i mätningarna med ett inbördes avstånd på 1,0 m.



Figur 6.13, Bild av uppställningen för nedböjningsförsök med tre linjelaster.



Figur 6.14, Skiss av linjelasterna som ska simulera en utbredd last.



Figur 6.15, Punktlasten fördelas till tre linjelaster med hjälp av ett system av stålprofiler.

- Massiva träbjälklag -
Försök på bjälklagen

Den utbredda lasten ersätts med tre linjelaster som fördelas ut från en punktlast. Mittnedböjningen för de tre linjelasterna skall vara lika stor som mittnedböjningen för den utbredda lasten. Den punktlast som motsvarar den utbredda lasten kan enkelt räknas fram med hjälp av nedböjningsformler. Den utbredda lastens storlek hämtas ur BKR-94, lastkombination 9, samt de egentyngder som kan förväntas på bjälklaget.

Egentyngder:

<u>Material</u>	<u>Tjocklek (mm)</u>	<u>Egentyngd (N/m³)</u>	<u>Last (kN/m)</u>
Golvspånskiva	22	6000	0,132
Isoleringsmatta	försumbar		försumbar
Reglar	170	5000	0,85
Undertak gips	2x13	12400	0,322

Summa egentyngder 1,30 kN/m

Nyttig last (samlingslast)

Bunden lastdel: $q_k=1,0 \text{ kN/m}^2$, $\psi=1,0$

Fri lastdel: $q_k=1,5 \text{ kN/m}^2$, $\psi=0,5$

Total last på bjälklaget:

$$Q=(1,0 \cdot G_k+1,0 \cdot \psi \cdot Q_k) \quad (6.6)$$

$$Q=(1,0 \cdot 1,30+1,0 \cdot (1,0 \cdot 1,0+1,5 \cdot 0,5))=3,05 \quad [\text{kN/m}]$$

För att räkna ut vilken punktlast som motsvarar en nedböjning av den utbredda lasten används nedböjningsformlerna.

Mittnedböjningen för en utbredd last kan tecknas som:

$$y_{mitt,Q} = \frac{5 \cdot Q \cdot l^4}{384 \cdot EI} \quad [m] \quad (6.7)$$

Samtidigt kan mittnedböjningen för de tre linjelasterna kombineras i hop av en last placerad centriskt på bjälklaget och två laster som placeras 1 m från centrum. När nedböjningsformlerna för dessa laster har kombinerats ser uttrycket för mittnedböjningen ut som nedan.

$$y_{mitt,L} = \frac{P \cdot l^3}{48 \cdot EI} + 2 \cdot \frac{P \cdot \left(\frac{l}{2} - 1,0\right) \cdot \left(3 \cdot l^2 - 4 \cdot \left(\frac{l}{2} - 1,0\right)^2\right)}{48 \cdot EI} \quad [m] \quad (6.8)$$

- Massiva träbjälklag -
Försök på bjälklagen

Deformationsmätningarna för den utbredda lasten har gjorts för spännvidden 5400 mm samt för spännvidden 6600 mm. Eftersom EI är lika för konstruktionen vare sig det är en utbredd last eller en punktlast som verkar på bjälklaget kan EI förkortas bort ur uttrycken. Sätts mittdeformationerna lika och spännvidden sätts till 5400 mm respektive 6600 mm måste bjälklaget belastas med följande linjelaster, alla tre linjelasterna är lika stora för en spännvidd.

5400 mm spännvidd ger tre linjelaster på 3,90 kN/m

6600 mm spännvidd ger tre linjelaster på 4,57 kN/m

Eftersom stålprofilerna kommer att fördela ut hydraulpressens punktlast till tre lika stora linjelaster måste punktlasten minst uppgå till:

11,70 kN för spännvidden 5400 mm. Samtidigt får bjälklaget maximalt böja ned
 $5400/300 = 18$ mm för denna last.

13,71 kN för spännvidden 6600 mm. Samtidigt får bjälklaget för denna last
maximalt böja ned $6600/300 = 22$ mm.

Mätningarna av nedböjningarna för bjälklagen blir:

	Spännvidd	Nedböjning (mm)
Tvärspänt c/c 600	5400	10,2
	6600	20,6
Spikat	5400	8,9
	6600	17,4

Tabell 6.3, Nedböjningar i mitten av bjälklagen till följd av en utbredd last, som simulerats med tre linjelaster

Mätningarna redovisas i bilaga 5.

6.6.1 Sammanställning

En teoretisk beräkning där den förväntade nedböjningen beräknas, med elasticitetsmodulen satt till $10,24 \cdot 10^9$ Pa för det tvärspända bjälklaget samt $12,97 \cdot 10^9$ Pa för det hopspikade bjälklaget, görs som en jämförelse med de nu uppmätta nedböjningarna. Beräkningarna görs för både spännvidden 5400 mm och 6600 mm. Beräkningarna redovisas i bilaga 5. En beräkning för de båda spännvidderna görs dessutom enligt normerna där reglarna antas bestå av virke med kvalitet K12.

	Spännvidd (mm)	Teoretisk nedböjning (mm)	Uppmätt nedböjning (mm)	Nedböjning med $E_k=8000$ MPa (mm)
Tvärspänt Bjälklag	5400	8,15	10,2	16,4
	6600	18,0	20,6	36,5
Spikat Bjälklag	5400	6,36	8,9	16,4
	6600	14,2	17,4	36,5

Tabell 6.4, Nedböjningar på bjälklagen.

Beräkningarna visar att nedböjningarna beräknade enligt normen blir betydligt större än provresultaten och de teoretiskt beräknade nedböjningarna. Alltså skulle normen bli dimensionerande om en dimensionering av bjälklaget skulle genomföras. Samtidigt tar inte normen hänsyn till att elasticitetsmodulen för ett massivt träbjälklag ökar när reglarna samverkar. Vid nedböjningsberäkningar skulle elasticitetsmodulen, vid beräkningar enligt normen, kunna ökas med exempelvis 5% för det tvärspända bjälklaget och 15 % för det hopspikade. För att kunna ange mer exakta siffror räcker inte mitt enda försök speciellt långt utan en mer omfattande provning borde genomföras.

Alla de teoretiskt beräknade nedböjningarna ligger något under nedböjning som faktiskt erhålls när mätningarna genomföres. Skillnaden minskade något när bjälklaget utsattes för en förbelastning. Minskningen härav kan dels bero på att elasticitetsmodulen ökar med lasten, för det tvärspända bjälklaget, se diagram 6.3, den kan även bero på att vissa initiella deformationer vid upplag inte fås med i beräkningen, se Figur 6.16.



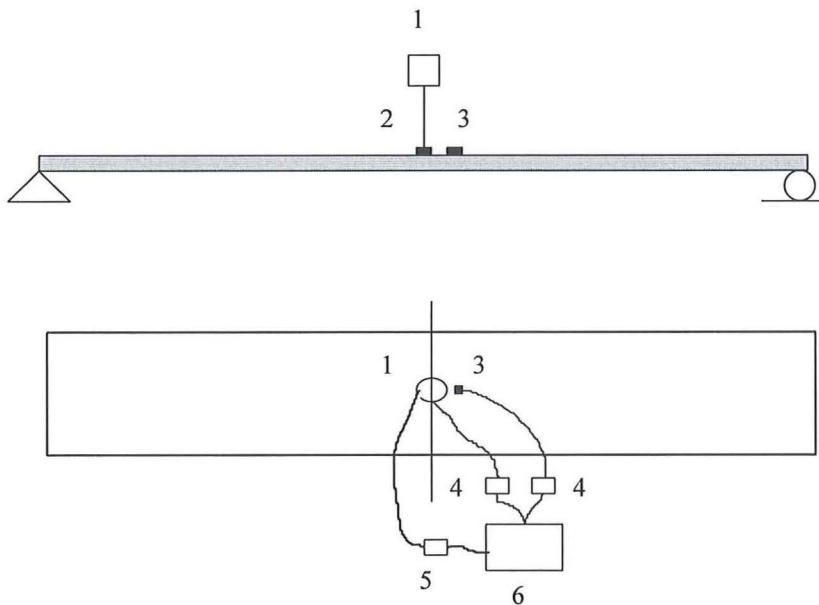
Figur 6.16, Bjälklaget har vissa skevheter vid upplagen, vilket medför att bjälklaget inte vilar plant mot stöden.

6.7 Dynamisk kontroll av bjälklaget

En alternativ metod för att kontrollera svikten på ett bjälklag är dynamiska mätningar eller beräkningar. S. Ohlsson [1984] anger en dynamisk beräkningsmetodik för att kontrollera bjälklaget med hänsyn till svikt, beräkningsmetoden har tidigare redovisats i kapitel 3.1. De krav som S. Ohlsson anger för beräkningarna kan även användas för att kontrollera att bjälklaget är acceptabelt ur sviktsynpunkt när dynamiska försök genomförs.

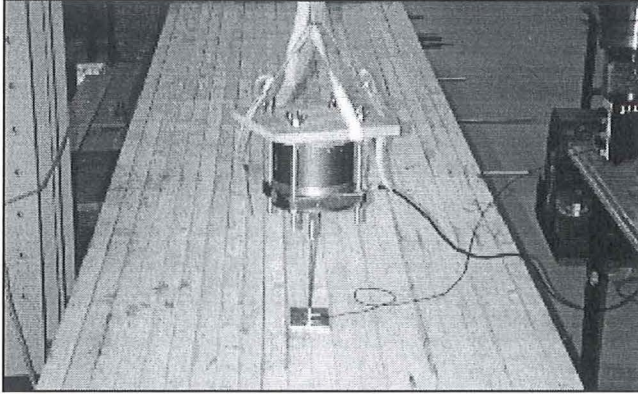
6.7.1 Dynamiska mätningar på bjälklagen

För att göra en praktisk mätning av de dynamiska sviktegenskaperna kan en metod där bjälklaget drivs av ett kontinuerligt, bredbandigt brus användas. Bjälklagets vibrationshastighet samt kraften mellan bruskällan, shakern, och bjälklaget mäts. Dessa resultat kan sedan användas till att beräkna bjälklagets mobilitet samt impulshastighetsrespons. Impulshastighetsresponsen fås genom att invers-fouriertransformera mobiliteten från frekvensplanet till tidsplanet. All mätdata kommer att behandlas med ett filter som plockar ut de värden som ligger i frekvensområdet 2-40 Hz. Försöksuppställningen ser ut enligt nedan:



- | | |
|---|-----------------------------------|
| 1. Shaker | 5. Signalförstärkare till shakern |
| 2. Kraftgivare | 6. Datorenhet med MLSSA |
| 3. Accelerometer | |
| 4. Signalförstärkare från accelerometern och kraftgivaren | |

Figur 6.17, Uppställning vid dynamiska mätningar.



Figur 6.18, Bild på försöksuppställningen vid de dynamiska försöken.

6.7.1.1 Mobilitet

Mobiliteten är ett mått på hur lätt bjälklaget är att få igång, en låg mobilitet medför att det går åt en stor kraft för att få bjälklaget i svängning. För att kunna se hur mobiliteten varierar med frekvensen måste först hastigheten räknas fram ur accelerationen. Beräkningarna av mobiliteten görs i frekvensplanet där harmoniska svängningar används. Det är ganska enkelt att ta fram svängningshastigheten när accelerationen är känd. Detta görs med följande formel:

$$v(\omega) = \frac{a(\omega)}{i \cdot \omega} \quad [m/s] \quad (6.9)$$

Där:

$a(\omega)$ = acceleration [m^2/s]

i = komplexa talplanet

ω = vinkelfrekvens [rad/s]

Mobiliteten för bjälklaget kan nu räknas fram som:

$$Y(\omega) = \frac{v(\omega)}{F(\omega)} \quad [m \cdot s^{-1} \cdot N^{-1}] \quad (6.10)$$

Där:

$F(\omega)$ är kraften mellan shakern och bjälklaget.

Mobiliteten kan nu plottas som funktion av frekvensen. Mobiliteterna för spännvidderna 5400 mm samt 6600 mm med alla olika inspänningsgrader redovisas i bilaga 5. Diagram 6.8 visar ett exempel på hur mobilitetskurvan för ett bjälklag kan se ut. Topparna i kurvan utgörs av bjälklagets egenfrekvenser. De mindre topparna som återkommer regelbundet är bakgrundsbrus från omgivningen.

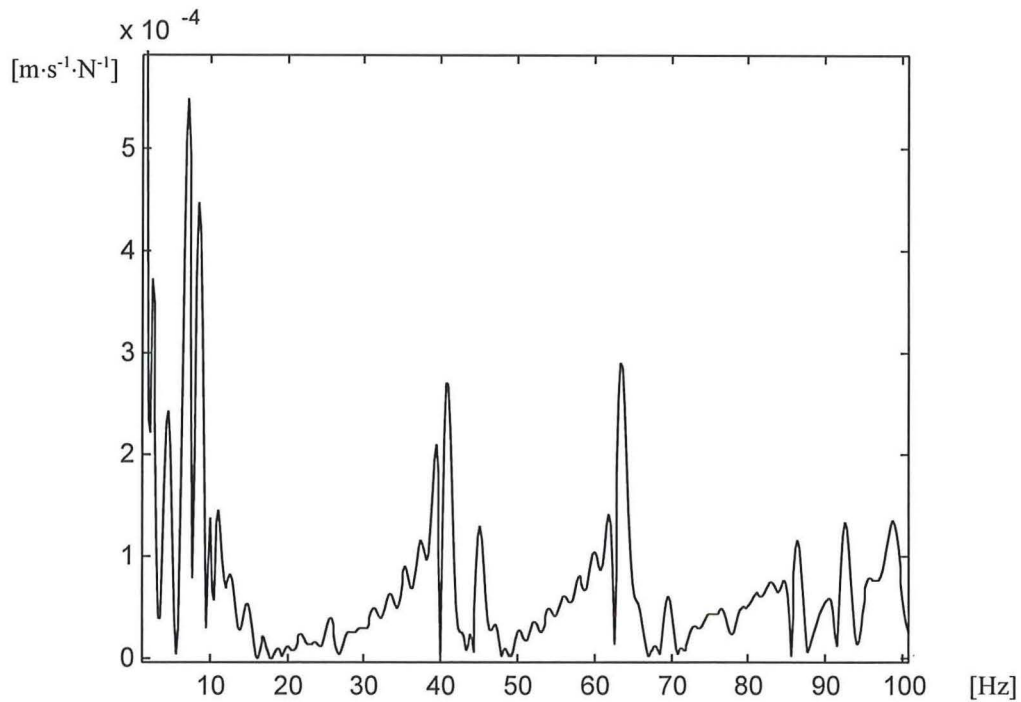


Diagram 6.8, Mobiliteten som funktion av frekvensen för spännvidden 6600 mm och c/c avståndet 600 mm mellan stängerna.

6.7.1.2 Impulshastighetsrespons

Impulshastighetsresponsen beskriver bjälklagets vekhet (dynamiska flexibilitet). Definitionen för impulshastighetsresponsen är den vertikala hastigheten hos ett bjälklag i en godtycklig punkt direkt efter det att en impuls med storleken 1 Ns träffat bjälklaget, det vill säga att exempelvis en Diracpuls träffar bjälklaget. Impulshastighetsresponsen avläses som amplituden för den första svängningen i en impulshastighetskurva, det vill säga mobiliteten som funktion av tiden. Impulshastighetsresponsen för mätningen med spännvidden 6600 mm samt c/c 600 mellan stängerna redovisas nedan, resterande mätningar redovisas i Bilaga 5.

- Massiva träbjälklag -
Försök på bjälklagen

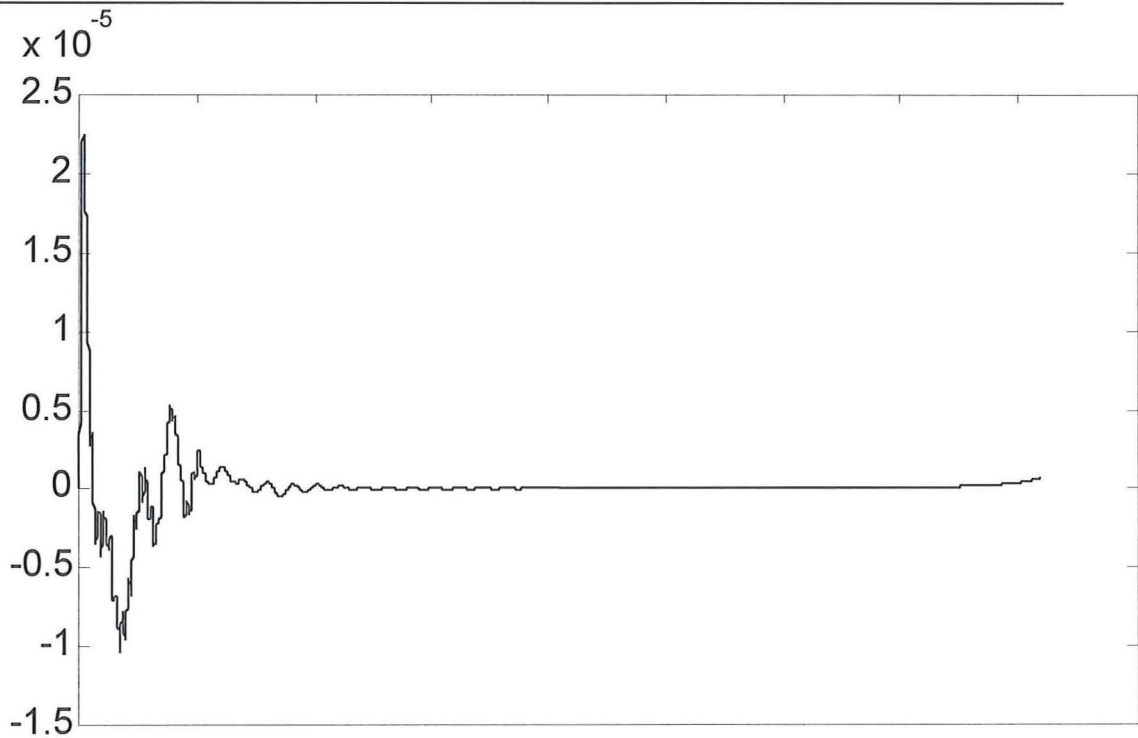


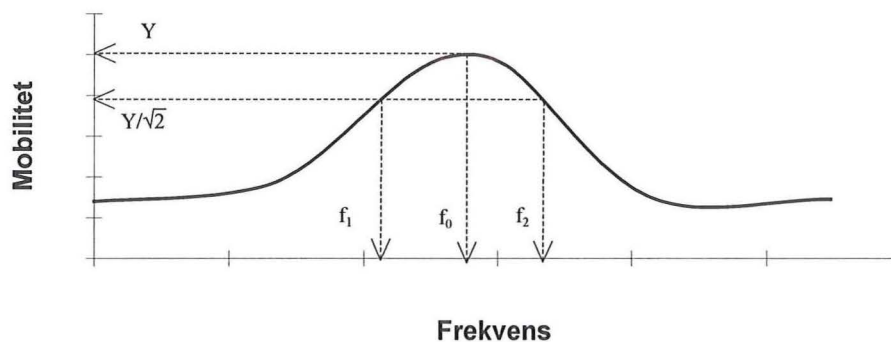
Diagram 6.9, Impulshastighetsresponsen för spännvidden 6600 mm och c/c avståndet 600 mm mellan stängerna, även här består de mindre topparna av bakgrundsbrus.

6.7.1.3 Bjälklagets dämpning

Dämpningen kommer att variera med frekvensen samt med spännvidd och stängernas c/c avstånd. Dämpningen för de olika bjälklagen kommer endast att tas fram för den första egenfrekvensen, detta på grund av att det är den första egenfrekvensen som är störst. Dämpningen, förlust faktorn, kan beräknas enligt:

$$\eta = \frac{f_2 - f_1}{f_0} \quad (6.11)$$

Där frekvenserna fås enligt Figur 6.19 nedan:



Figur 6.19, Beskrivning av hur dämpningen ska plockas fram.

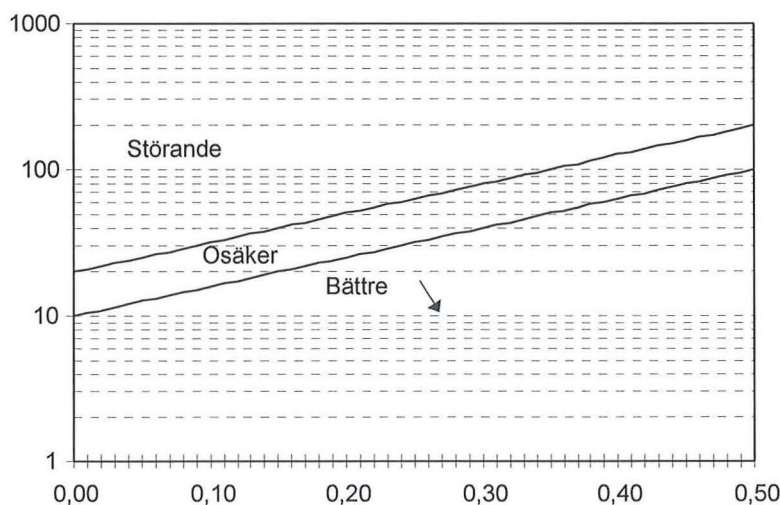
6.7.1.4 Svikt

När både den första egenfrekvensen och dämpningen är kända för de olika försöksuppställningarna kan den största tillåtna impulshastighetsresponsen beräknas enligt ekvation (3.5).

$$h'_{\max, \text{limit}} \leq 100^{(f \cdot \zeta - 1)} \quad [m \cdot s^{-2} \cdot N^{-1}]$$

Denna beräknade maximala impulshastighetsresponsen, $h'_{\max, \text{limit}}$ kan sedan jämföras med den uppmätta. S. Ohlsson har med ett diagram beskrivit ekvation 3.5. Impulshastighetsresponsen ritas in i diagrammet som funktion av dämpningskoefficienten, σ_0 . Där σ_0 beräknas som den första egenfrekvensen gånger dess relativa dämpning, $\sigma_0 = f_1 \cdot \zeta$. Den relativa dämpningen kan beskrivas som c/c_r där c_r är den kritiska dämpningen. Sambandet mellan ζ och η är $\zeta = \eta/2$ enligt C.W. Bert [1973]. Den inritade punkten bör ligga under den kurva som motsvarar ekvation 3.5, se Figur 6.20.

Impulshastighetsrespons $[mm \cdot s^{-2} \cdot N^{-1}]$



Figur 6.20, Samband mellan impulshastighet och inre dämpning enligt S. Ohlsson [1984]

6.7.1.5 Mätvärden hos det tvärsända bjälklaget

Resultatet för mätningarna på det tvärsända bjälklaget med spännvidden 5400 mm och 6600 mm redovisas nedan. Resultaten redovisas i tabellform. En mer ingående beskrivning av beräkningsmetodiken är beskriven i bilaga 5.

Nummer	c/c avstånd mellan stängerna [mm]	Första egenfrekvensen [Hz]	relativ dämpning ξ	Dämpningskoefficient σ_0 [1/s]	Impulshastighetsrespons [mm·s ⁻² ·N ⁻¹]
1	600	12,0	0,066	0,78	0,016
2	1200	11,9	0,073	0,86	0,018
3	1800	11,7	0,048	0,56	0,060
4	5400	11,6	0,051	0,59	0,052

Tabell 6.5, Dynamiska mätvärden för spännvidden 5400 mm.

Nummer	c/c avstånd mellan stängerna [mm]	Första egenfrekvensen [Hz]	relativ dämpning ξ	Dämpningskoefficient σ_0 [1/s]	Impulshastighetsrespons [mm·s ⁻² ·N ⁻¹]
1	600	7,8	0,10	0,78	0,023
2	1200	7,9	0,10	0,85	0,017
3	1800	7,9	0,10	0,81	0,020
4	6600	6,7	0,10	0,78	0,045

Tabell 6.6, Dynamiska mätvärden för spännvidden 6600 mm.

6.7.1.6 Mätvärden hos det hopspikade bjälklaget

Resultatet för mätningarna på det spikade bjälklaget med spännvidden 5400 mm och 6600 mm redovisas nedan. Resultaten redovisas i tabellform.

Spännvidd [mm]	Första egenfrekvensen [Hz]	relativ dämpning ξ	Dämpningskoefficient σ_0 [1/s]	Impulshastighetsrespons [mm·s ⁻² ·N ⁻¹]
5400	10,4	0,054	0,56	0,029
6600	6,3	0,13	0,83	0,020

Tabell 6.7, Dynamiska mätvärden för det hopspikade bjälklaget.

Impulshastighetsresponserna för bjälklagen blir oerhört små. En teoretisk beräkning som genomförs i bilaga 5 visar att storleksordningen på mätvärdena är riktiga. Eftersom mätvärdena är så små ritar jag inte in dem i S. Ohlssons jämförande kurva, utan nöjer mig med att konstatera att någon jämförelse inte är möjlig. Det jag kan läsa ut ur de dynamiska

mätningarna är bjälklagens egenfrekvenser samt dämpning. Egenfrekvenserna visar att både det spikade och det tvärsända bjälklagen får egenfrekvenser nära 8 Hz. För spännvidden 6600 mm blir till och med egenfrekvensen mindre än 8 Hz. Med hjälp av dessa egenfrekvenser sluter jag mig till att bjälklagen med spännvidden 6600 mm inte klarar den gräns på 8 Hz som S. Ohlsson har angivit. Dämpningen, ξ , på bjälklagen varierar mellan 5 och 10 %. Denna dämpning kan anses som mycket hög, varför jag ställer mig en aning frågande inför dessa mätvärden. En av anledningarna till att den uppmätta dämpningen är betydligt större än den verkliga dämpningen för ett bjälklag i full skala, kan vara det att mätutrustningen tolkar en dålig kontakt mellan upplag och stöd som en ökad dämpning. Dämpningen borde dock bli större för det massiva bjälklaget än vad den blir för ett traditionellt bjälklag, detta på grund av att friktionen mellan reglarna ökar dämpningen. För att få någon uppfattning av bjälklagets dynamiska sviktegenskaper har några personer gått och hoppat på bjälklaget. För att få någon referens har de dessutom fått gå på ett ”traditionellt” bjälklag. Det jämförande bjälklaget är uppbyggt av 300 mm höga kertobalkar med spännvidden ungefär 3,6 m, ovanpå balkarna ligger det en 22 mm golvspånskiva och under är det gips. På det jämförande bjälklaget står det dessutom lite gips och spånskivor vilket leder till att massan på bjälklaget ökar och därmed minskar svikten. Undersökningen tyder på att en spännvidd på ungefär 4,8 m kan vara acceptabel. Nu är det spikade bjälklaget endast en meter och det finns ingen spånskiva eller gipsskiva som styvar upp konstruktionen, dessutom ligger bjälklaget endast upplagt på två stöd vilket borde leda till att svikten ökar. Ett bjälklag i en byggnad kommer antagligen att upplevas styvare än provbjälklaget upplevs. Som exempel på detta kan nämnas ett massivt bjälklag som är byggt av 145 mm höga reglar med en spännvidd på 4,7 m. Ovanpå bjälklaget ligger det 45x70 mm reglar och sedan en 22 mm spånskiva, under bjälklaget är det 28x70 mm reglar och sedan 2x13 gips. Svikten upplevs inte som besvärande på detta bjälklag.

6.7.2 Beräkningar av dynamiska storheter

Egensvängningsberäkningar kan göras med hjälp av ett antal olika metoder. I bilaga 4 genomförs egensvängningsberäkningar enligt S. Ohlson [1995] för både det spikade- och det tvärsända bjälklaget med spännvidderna 5400 mm samt 6600 mm. Alla beräkningar genomförs med de i kapitel 6.3 uppmätta egenskaperna, på elasticitetsmoduler. Beräkningarna redovisas i bilaga 4. Beräkningsmetoden enligt S. Ohlsson har tidigare beskrivits i kapitel 3.1. Vid beräkningen enligt S. Ohlsson uppkommer två problem. Det första är vilken böjstyvhet, EI, som ska antas i tvärriktningen hos bjälklaget. Eftersom det kommer att ligga en spånskiva ovanpå bjälklaget måste böjstyvheten minst uppgå till spånskvivans styvhet, sedan är frågan vilken böjstyvhet det massiva bjälklaget har i tvärriktningen. Ett försök av elasticitetsmodulen tvärs bjälklaget har genomförts. Försöket visar att det är spikarnas utdragningskraft och tryckresultanten i ovankant som bildar det kraftpar som tar upp momentet. Eftersom spikarnas utdragningskraft är liten blir även elasticitetsmodulen liten, storleksordningen $1 \cdot 10^5$ Pa. Detta medför att bjälklagets styvhet i tvärriktningen blir försumbar och det endast är spånskvivans styvhet som kan medräknas. Det andra problemet är vilken dämpning som ska ingå i beräkningen. De tidigare dynamiska mätningarna visar att dämpningen varierar mellan 5 och 10 %. Dessa siffror är antagligen en aning höga, jag väljer därför att räkna med en dämpning på 1%, som är den dämpning S. Ohlsson anger för ett traditionellt träbjälklag. Beräkningarna i bilaga 4 visar att det tvärsända bjälklaget klarar en spännvidd på 6,8 m och det spikade en spännvidd på 7,2 m. I båda fallen är det egenfrekvensen som inte får understiga 8 Hz som är dimensionerande.

6.8 Böjhållfasthet

För säkerhets skull görs en överslagsmässig beräkning på bjälklaget i brottgränstillstånd. För att göra denna beräkning måste först böjhållfastheten uppskattas från elasticitetsmodulen. Böjhållfastheten kan enligt J. Brundin [1981], beräknas som:

$$f_m = -2,42 + 3,828 \cdot 10^{-3} \cdot E_{(Sam)} \quad [MPa] \quad (6.12)$$

Där $E_{(Sam)}$ sätts in med enheten MPa och följaktligen får då böjhållfastheten också enheten MPa. Böjhållfastheten för bjälklagen blir då:

$$f_m = -2,42 + 3,828 \cdot 10^{-3} \cdot 10,24 \cdot 10^3 = 36,7 \text{ MPa} \text{ för det tvärsända bjälklaget} \\ \text{med stänger med } c/c \text{ 600 mm.}$$

$$f_m = -2,42 + 3,828 \cdot 10^{-3} \cdot 12,97 \cdot 10^3 = 47,2 \text{ MPa} \text{ för det hopspikade bjälklaget}$$

6.8.1 Beräkning i brottgränstillstånd

En ungefärlig maximal spännvidd på bjälklaget kan nu beräknas med avseende på bärigheten i brottgränstillståndet.

Laster:

Bjälklagets egenvikt samt de samlingslasterna som bjälklaget utsätts för har tidigare räknats fram i kapitel 6.8. För att få de dimensionerande lasterna i brottgränstillståndet behövs nu endast lasterna kombineras enligt lastfall 1 i BKR-94.

$$Q_d = b \cdot (1,0 \cdot G_k + 1,3 \cdot Q_k) = 1,0 \cdot (1,0 \cdot 1,3 + 1,3 \cdot (1,0 + 1,5)) = 4,55 \text{ [kN/m]}$$

Om längden sätts som obekant blir det dimensionerande momentet.

$$M_{sd} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{4,55 \cdot l^2}{8} = 0,569 \cdot l^2 \text{ [kNm]}$$

6.8.1.1 Tvärspänt bjälklag

Den dimensionerande böjhållfastheten är enligt BKR-94.

$$f_{md} = \frac{f_m \cdot \chi_r}{\gamma_m \cdot \gamma_n} \quad [\text{MPa}] \quad (6.13)$$

$$f_{md} = \frac{36,7 \cdot 0,90}{1,25 \cdot 1,1} = 24,0 \text{ [MPa]}$$

χ_r sätts till 0,90 då lasten tillhör lasttyp B, bjälklaget antas tillhöra säkerhetsklass Sk2 vilket medför att $\gamma_n = 1,1$.

Den dimensionerande bärförmågan blir nu:

$$M_{Rd} = f_{md} \cdot W = 24,0 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,0 \cdot 0,170^2}{6} = 115,6 \cdot 10^3 \text{ [Nm]}$$

Maximal tillåten spännvidd blir, $l_{ill} = \sqrt{\frac{155,6}{0,569}} = 14,2 \text{ m}$. Vilket är betydligt längre än de spännvidder som är dimensionerande i bruksgränstadiet.

6.8.1.2 Spikat bjälklag

$$f_{md} = \frac{47,2 \cdot 0,90}{1,25 \cdot 1,1} = 30,9 \text{ [MPa]}$$

χ_r sätts till 0,90 då lasten tillhör lasttyp B, bjälklaget antas tillhöra säkerhetsklass Sk2 vilket medför att $\gamma_n=1,1$.

Den dimensionerande bärförmågan blir nu:

$$M_{Rd} = f_{md} \cdot W = 30,9 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,0 \cdot 0,170^2}{6} = 148,8 \cdot 10^3 \text{ [Nm]}$$

Maximal tillåten spännvidd blir, $l_{ill} = \sqrt{\frac{148,8}{0,569}} = 16,1 \text{ m}$. Vilket är betydligt längre än de spännvidder som är dimensionerande i bruksgränstadiet.

Beräkningarna ovan visar att beräkningar i brottgränstillståndet i princip är onödiga att genomföra både för det tvärsända- och det spikade bjälklaget för normala lastfall.

6.9 Slutsatser

Försöken på det tvärsända bjälklaget samt det spikade bjälklaget har visat att hållfasthetsparametrarna ökar för ett massivt bjälklag jämfört med löst liggande reglar. Elasticitetsmodulen ökar till exempel med ungefär 8 % för det tvärsända bjälklaget, då de tvärgående stängerna har ett c/c avstånd av 600 mm, och 37 % för det spikade bjälklaget jämfört med de enskilda reglarnas medelelasticitetsmodul. Ökningen beror på att reglarna kommer att samverka i de massiva bjälklagen och en lokalt styvare regel kommer då att ta last från sin vekare granne. Hållfasthetsegenskaperna jämnas på så vis ut och lokala svagheter får en mindre betydelse.

När det spikade bjälklaget spikas hop slås spikarna i ett sick-sack mönster vilket medför att reglarnas skevhet samt kantkrokighet i längsled rätas ut något. Reglarna kommer då att få en större anliggningsyta mot varandra. Detta gör att samverkan mellan reglarna kan komma att öka, vilket i sin tur medför att elasticitetsmodulen ökar. Alltså den större ökningen av elasticitetsmodulen för det spikade bjälklaget jämfört med det tvärsända bjälklaget kan bero på att samverkan mellan reglarna ökar.

De statiska sviktmätningarna visar att det är en stor skillnad på bjälklagets sviktegenskaper om det tvärspanns med endast de yttersta stängerna inspända eller om bjälklaget spänns in med stänger på ett c/c avstånd av 1800 mm eller mindre. Skillnaden på sviktegenskaperna mellan bjälklagen med en stångavstånd av 1800 mm och 600 mm visar sig vara ganska små. Det framgår dock att bjälklaget som

spännes med c/c avståndet 600 mm är något bättre. De statiska sviktegenskaperna påvisar inte någon större skillnad mellan det tvärsända bjälklaget med stänger på c/c 600 och det spikade bjälklaget. Eftersom elasticitetsmodulen för det spikade bjälklaget är betydligt större än för det tvärsända bjälklaget med c/c avståndet 600 mm, borde det spikade bjälklaget ha bättre sviktegenskaper än det tvärsända. Att det inte är någon större skillnad på dessa bjälklag kan bero på att elasticitetsmodulen är större för det spikade bjälklaget och därmed minskar antagligen den medverkande bredden, eftersom bjälklagets totala styvhet blir större.

Nedböjningsmätningarna på bjälklagen visar att de i praktiken uppmätta nedböjningarna blir större än de teoretiskt beräknade med de uppmätta elasticitetsmodulerna. Deformationsdifferensen är i storleksordningen 2-3 mm. De förklaringar till storleksskillnaden som jag kan komma på är dels att bjälklaget inte ligger plant mot stöden (se Figur 6.16), samt att elasticitetsmodulen mäts på en sträcka av 1,02 m och nedböjningen mäts på en sträcka av 5,4 m samt 6,6 m. Vilket kan medföra att det svagaste snittet i bjälklaget inte befinner sig inom det område där elasticitetsmodulen mäts utan i ett område utanför. Dessutom varierar elasticitetsmodulerna med var någonstans i kraft- deformationskurvorna riktningskoefficienten för elasticitetsmodulen avläses.

De dynamiska mätningarna visar att egenfrekvenserna för bjälklagen ligger i ett område mellan 6 och 12 Hz. Mätningarna visar vidare att den relativa dämpningen är stor. Detta medför att dämpningskoefficienten också blir stor. En stor dämpning är enligt S. Ohlsson fördelaktigt ur sviktsynpunkt.

En jämförelse mellan det tvärsända och det hopspikade bjälklaget visar att det hopspikade bjälklaget är lättare att bygga, ett jämnare bjälklag erhålls. Det spikade bjälklaget uppvisar dessutom bättre sviktegenskaper. Punktlastkriteriet är ungefär lika för det tvärsända bjälklaget och det hopspikade. Elasticitetsmodulen är dock betydligt större för det hopspikade. Eftersom elasticitetsmodulen är större för det hopspikade blir nedböjningarna för det hopspikade bjälklaget mindre än för det tvärsända bjälklaget. Sammanfattningsvis konstaterar jag att det spikade bjälklaget verkar vara bättre än det tvärsända bjälklaget. Bjälklagen borde klara en fri spännvidd av 6 m utan att de statiska sviktkrav som ställs på ett bjälklag överskrids.

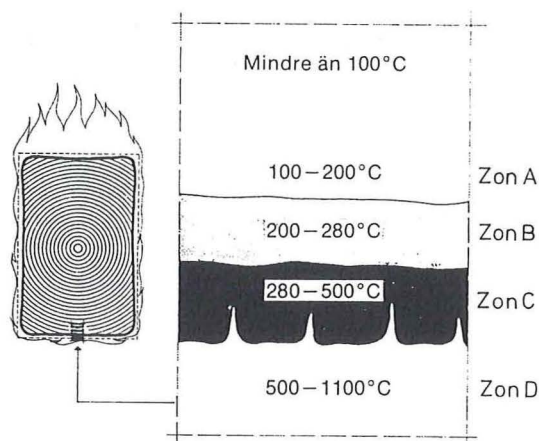
Dynamiska beräkningar har dessutom genomförts enligt *STEP 1* [1995], där S. Ohlsson har skrivit ett kapitel om dynamisk svikt. Beräkningarna visar att bjälklaget borde klara en spännvidd på 6,8 m för det tvärsända och 7,2 m för det hopspikade bjälklaget. De dynamiskt tillåtna spännvidderna ligger över de statiskt tillåtna, detta medför att det är punktlastkriteriet som är dimensionerande. Problemet med punktlastkriteriet är att den medverkande bredden är svår att bestämma, vilket i sin tur leder till att det blir svårt att beräkna tillåten spännvidd för ett massivt träbjälklag. Vid kontroll av nedböjning för en utbredd last på bjälklaget är det enklast att höja värdet på elasticitetsmodulen med 5 procent för det tvärsända bjälklaget och 15 procent för det hopspikade bjälklaget.

7. Brand

I kapitel tre beskrivs de brandkrav som BBR-94 ställer på ett bjälklag i ett bostads/kontorshus med tre eller fyra våningar. Kraven kan sammanfattas med att byggnaden skall klara bärligheten i minst en timma.

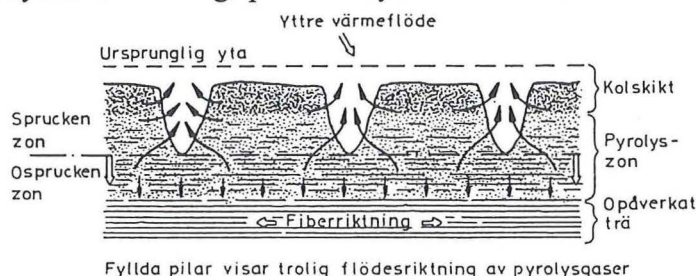
7.1 Bärlighet

Redan vid 120°C kan trä börja missfärgas om träet utsätts för värmen under en längre tid. För att träet skall missfärgas utan att det utsätts för en längre tids påverkan måste temperaturen upp i 200-250°C, enligt J. Ondrus [1990]. Vid 300°C börjar strukturen att brytas ned och små sprickor uppstår vid ytan. Dessa sprickor växer och fördjupas, det vill säga kolskiktet tilltar. Kolskiktet skyddar det underliggande oförstörda träet. När tjockleken på kolskiktet ökas, ökar dessutom svårigheterna för pyrolyserna att ta sig igenom kolskiktet. Pyrolyser är de gaser som har utvecklats från den fasta materian.



Figur 7.1, Temperaturen i de olika skikten i en träregel utsatt för brandpåverkan.
Figuren tagen från Carling [1990].

Samtidigt som det skyddande kolskiktet tillväxer i tjocklek ökar sprickbildningen. Värmen kan då ganska enkelt transporteras genom det allt mer utvecklade spricksystemet och angripa det oskyddade träskiktet.



Figur 7.2, Sprickbildning och pyrolysgasernas rörelser vid förbränning av trä.
Figuren tagen från Carling [1990].

Detta medför att koltillväxten är ganska konstant. Förkolningshastigheten för ett massivt bjälklag kan antas till 0,67 mm/min eller 40 mm/h, enligt *STEP 1* [1995].

7.1.1 Beräkning av bärförmåga efter en timmes brand

I Carling [1992] beskrivs en beräkningsmetod för hur hållfastheten för en träkonstruktion utsatt för brand kan räknas fram. Metoden bygger på nybyggnadsreglerna, därför kommer vissa partialkoefficienter att skilja sig från BKR-94. Skillnaden torde dock vara försumbar vilket medför att beräkningarna kommer att genomföras enligt metoden som beskrivs av Carling [1992]. På undersidan av bjälklaget kommer någon sorts undertak att monteras och på ovasidan kommer någon typ av flytande golv att läggas ut. Dessa båda skikten kommer att under en viss tid av branden att skydda träet mot brandpåverkan, detta tas dock inte med i beräkningarna nedan. Bjälklaget borde klara belastningarna utan att dessa båda skikt medräknas.

Tillåten böjspänning blir då enligt Carling [1990]:

$$f_{md} = \frac{\chi \cdot \chi_r \cdot f_k}{\gamma_n \cdot \gamma_m} \quad [MPa] \quad (7.1)$$

$\chi = 1,33$ Vid böjning och skjuvning av konstruktionsvirke

$\chi_r =$ Omräkningsfaktor för lasttyp A eller P, $\chi_r = 0,75$ för K12

$\gamma_n = 1,0$

$\gamma_m = 1,0$

Antas vidare att branden lite orealistiskt kommer åt bjälklaget från både ovan- och undersidan, fås följande ytryck för böjmotståndet:

$$W = \frac{b \cdot (h - 2 \cdot t \cdot \beta)^2}{6} \quad [m^3] \quad (7.2)$$

Där:

t är den tid som konstruktionen blivit utsatt för brandpåverkan

β 40 mm/h för tätt packat konstruktionsvirke

Beräkningar av bärförmågan vid brand görs endast för det spikade bjälklaget. Tidigare i kapitel 6.10 har karakteristiska böjhållfastheten, f_{mk} , för det spikade bjälklaget beräknats till 47,2 MPa. Den dimensionerade böjhållfastheten, f_{md} , vid brand blir då:

$$f_{md} = \frac{1,33 \cdot 0,75 \cdot 4,2}{1,0 \cdot 1,0} = 47,1 [MPa]$$

Bärförmågan blir då:

$$M_{RD} = 47,1 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,0 \cdot (0,170 - 2 \cdot 1 \cdot 0,040)^2}{6} = 63,6 [kNm]$$

7.1.2 Beräkning av erforderlig bärförmåga vid brand

Vid beräkning av laster vid brand ska lastkombination 7 användas:

$$Q_d = (1,0 G_k + 1,0 \varphi Q_k + 1,0 Q_{ak}) \cdot b \quad (7.3)$$

Någon last Q_{ak} till följd av brand antas inte förekomma, den dimensionerande lasten blir då, med egentygder uträknade i kapitel 6.8:

$$Q_d = (1,0 \cdot 1,30 + 1,0(1,0 \cdot 1,0 + 1,5 \cdot 0,5) + 1,0 \cdot 0) \cdot 1,0 = 3,05 [kN/m]$$

Dimensionerande moment blir då $M_{Rd} = 3,05 \cdot l^2 / 8 = 0,381 \cdot l^2$ kNm. Maximal tillåten längd blir:

$$63,6 > 0,381 \cdot l^2 \Rightarrow l_{\max} = 12,9 [m]$$

Den maximalt tillåtna spännvidden vid brandpåverkan är 12,9 m vilket är betydligt längre än de spännvidder som är maximalt tillåtna när det gäller svikt och nedböjningskrav.

8. Fuktrörelser

Träts krympning är en viktig parameter på grund av att krympningen är relativt stor för trä jämfört med andra byggnadsmaterial. Krympningen för trä kan bli upp till 100 gånger större än för betong, Arne Hillerborg [1985]. Dessutom uppvisar trä anisotropa egenskaper vilket leder till att krympningen blir olika för de tre olika riktningarna (fiberriktning, tangentiellriktning samt radiellriktning). Vattenmolekylerna i trä kan bindas i cellväggarna samt i cellhåligheterna. Vattnet i cellhåligheterna kan torka bort utan att påverka träts krympning. Detta beror på att vattnet i cellhåligheterna är mycket löst bundet och kan betraktas som fritt vatten. Den fukthalt, som trä har när det fria vattnet i cellhåligheterna är uttorkat samt att cellväggarna dessutom är helt vattenmättade, kallas fibermättnadspunkten. Det är alltså fukthaltsförändringar under fibermättnadspunkten som ger krymp- och svällrörelser. Förändringar i fukthalten för trä som byggs in i byggnader kommer att ske i ett område som ligger under fibermättnadspunkten. Alltså kommer fukthaltsförändringar i de inbyggda reglarna att medföra volymändringar av träet.

Den relativa fuktigheten i en byggnad varierar med utomhusklimatet och årstiden. Denna variation av den relativa fuktigheten medför att fuktkvoten i träreglarna varierar. Ändringen av fuktkvoten medför att reglarnas volym ändras. Denna volymändring kan medföra tvångskrafter i byggnaden, exempelvis kan väggar och dylikt skjutas ut om ingen hänsyn till träts volymändring tas.

Enligt Tomas Alsmarker [1993] bör trä som byggs in i byggnader ha en fuktkvot på 12-13 %. Alsmarker skriver vidare att fuktkvoten på virke som har byggts in i byggnader kommer att ha en varierande fuktkvot på 2-3 %, denna variation bygger givetvis på att träet har en fuktkvot på 10-13 % när det byggs in. Eftersom ett massivt bjälklag har större massa/volym än ett vanligt träregel bjälklag kommer det massiva bjälklaget att få en mindre variation av fuktkvoten, detta på grund av att "trögheten" mot fuktvariationer blir större.

8.1 Volymändringar till följd av fuktkvotsvariationer

Längdändringen ΔL till följd av förändringar i fuktkvoten kan enligt Arne Nielsen [1969] beräknas som:

$$\left. \begin{aligned} \Delta L &= l \cdot \Delta \alpha \\ \Delta \alpha &= \frac{U_2 - U_1}{U_f} \cdot \alpha_f \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta L = L \cdot \frac{U_2 - U_1}{U_f} \cdot \alpha_f \quad [m] \quad (8.1)$$

$U_2 - U_1$ = 2-3 % (enligt Alsmarker [1993])

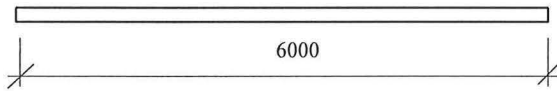
U_f = 30-34% (enligt Nielsen [1969])

α_f Krympkoefficient, beror på vilken riktning ändringen beräknas

I de fortsatta beräkningarna sätts $U_2 - U_1$ till 3 % och U_f till 30 %.

8.1.1 Längdändring i fiberriktningen

Längdändringen i fiberriktningen beräknas för ett bjälklag med längden 6 m.



Figur 8.1, Aktuell längd hos konstruktionen vid beräkning av längdändring i fiberriktningen till följd av fuktkvotsändring.

Krympningen i längsled för ett bjälklag av gran kan enligt Nielsen [1993] antas till:

$$\alpha_f = 0,3\%$$

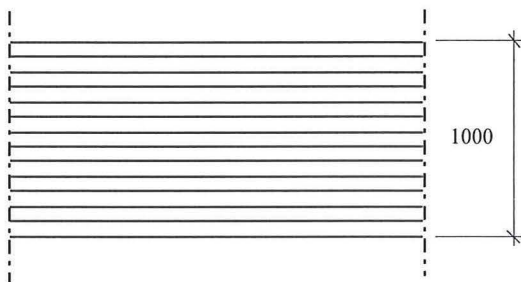
Längdändringen för ett 6 m långt bjälklag blir då.

$$\Delta L = 6000 \cdot \frac{3}{30} \cdot 0,3 \cdot 10^{-3} = 0,18 \text{ [mm]}$$

Bjälklaget bör alltså ha möjlighet till en längdökning och en längdminskning av 0,2 mm. Vid byggande av bjälklaget borde det vara ganska enkelt att ge bjälklaget denna rörelse frihet.

8.1.2 Längdändring radiellt

För att få en uppfattning av fuktrörelserna i bjälklagets breddriktning beräknas hur mycket bjälklaget kan röra sig per breddmeter.



Figur 8.2, Bredd hos konstruktionen vid beräkning av krympning radiellt fibrerna.

Krympningen i radiell riktning för ett bjälklag av gran kan enligt Nielsen [1969] antas till:

$$\alpha_f = 3,6\%$$

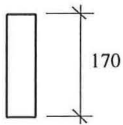
Ändringen av bredden för ett 1,0 m brett bjälklag blir då.

$$\Delta L = 1000 \cdot \frac{3}{30} \cdot 3,6 \cdot 10^{-2} = 3,6 [mm]$$

Bjälklaget kan alltså röra sig med 3,6 mm per breddmeter. Eftersom golvet kommer bestå av ett flytande golv ovanpå bjälklaget bör inte dessa rörelser påverka golvet. Emellertid kan undertaket, som antagligen kommer att fästas i bjälklaget, få vissa problem med bjälklagets rörelser till följd av fuktvariationer. Vid stora bredder bör något slag av dillatationsfog byggas in i bjälklaget, för att bjälklaget inte ska skjuta ut väggar och dylikt. Vid prefabricering av bjälklaget är det fördelaktigt att lägga dillatationsfogarna i skarvarna mellan bjälklagen.

8.1.3 Längdändring tangentiellt

Bjälklaget kommer att ha en konstruktionshöjd av 170 mm.



Figur 8.3, Konstruktionshöjd på bjälklaget.

Krympningen i tangentiell riktning för ett bjälklag av gran kan enligt Nielsen [1969] antas till:

$$\alpha_f = 7,8\%$$

Ändringen av konstruktionshöjden blir då:

$$\Delta L = 170 \cdot \frac{3}{30} \cdot 7,8 \cdot 10^{-3} = 1,3 [mm]$$

Denna borde inte medföra några problem.

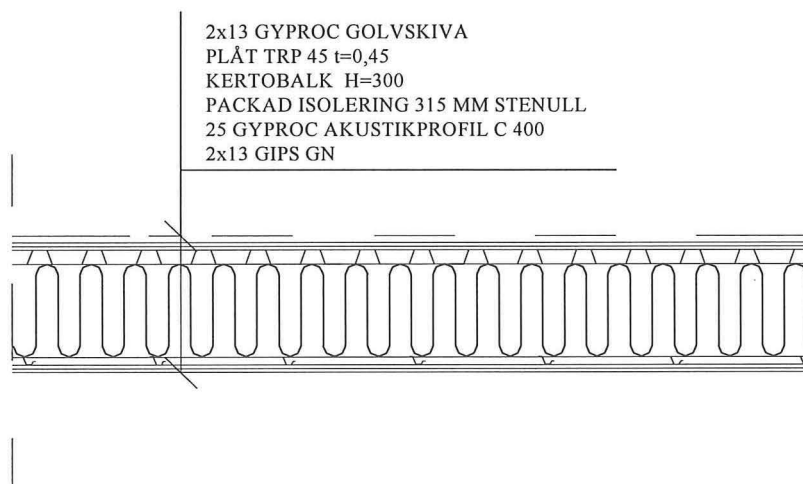
9. Jämförelse med Wälludden projektet

För att kunna försvara ett massivt träbjälklag vid ett verkligt byggprojekt måste bjälklaget inte enbart uppfylla de krav som myndigheterna ställer, bjälklaget måste dessutom vara ekonomiskt försvarbart. Tidigare utredningar av bland annat P-E. Eriksson [1995] visar att ett trähus kan bli 6% billigare än en byggnad med platsgjuten betongstomme. I USA där de har hunnit längre i utvecklingen av träbyggnader är prisskillnaden något större. Detta visar att trähusen är konkurrenskraftiga ur ekonomisksynpunkt vid byggnation. Trä har dessutom den fördelen jämfört med betong och många andra byggmaterial att den är en ren naturprodukt, som går att återvinna fullt ut. Går det inte att återanvända virket i nya projekt så är det enkelt att omvandla virket till energi. Ett träbjälklag har dessutom den fördelen jämfört med ett bjälklag av betong att träbjälklaget inte innehåller någon egentlig byggfukt. Vilket i sin tur leder till en snabbare byggprocess. Får inte betongbjälklaget torka ut ordentligt innan golvbeläggningar och dylikt läggs på plats kan det uppstå fuktproblem senare i huset.

Den ekonomiska jämförelsen kommer att göras med ett ”traditionellt” trä bjälklag som byggs i kvarteret Wälludden, Växjö.

9.1 Beskrivning av det jämförda bjälklaget i Wälludden

Wälludden är ett forskningsprojekt som drivs av Södra Timber, Skanska samt avdelningen för Bärande Konstruktioner vid Lunds Tekniska Högskola. Alla bjälklag i Wälludden projektet är i princip uppbyggda på samma sätt. Bjälklagen prefabriceras i en platsfabrik och lyfts sedan upp på plats. De jämförande bjälklaget har en fri spännvidd på 4,7 m, och är uppbyggt enligt Figur 9.1.



Figur 9.1, Detaljskiss av bjälklaget i Wälludden

9.2 Ekonomisk jämförelse

De ekonomiska beräkningarna i bilaga 6, visar att ett massivt träbjälklag kan bli billigare än bjälklaget som är byggt i Wälludden. Priset på Wälludden bjälklaget är enligt mina beräkningar 697 Kr/m², detta ska jämföras med 558 Kr/m² som är priset för det hopspikade bjälklaget. Till detta pris tillkommer dock transportkostnader för virket samt spikkostnaden. Behövs dessutom en akustikprofil för att klara ljudkraven blir det spikade bjälklaget en aning högre. Priset för ett hopspikat bjälklag med akustikprofil blir 660 Kr/m². Det skall dock observeras att dessa priser endast är överslagsmässigt beräknade och att priserna varierar mellan olika delar av landet samt att entreprenörerna ofta har olika rabatter. Det spikade bjälklaget borde dock gå att kunna försvara ekonomiskt. Jämförelsen mellan styvhetsegenskaperna nedan visar att det spikade bjälklaget har stora fördelar jämfört med bjälklaget i Wälludden.

9.3 Jämförelse av styvhetsegenskaper

Jämförelsen av styvhetsegenskaper kommer att göras genom att jämföra nedböjningen och det statiska sviktkriteriet. Beräkningar som tidigare gjorts för Wälludden projektet visar att bjälklaget knappt klarar en fri spännvidd på 4,7 m. Beräkningarna visar nämligen att bjälklaget böjer ner 1,6 mm för en punktlast av 1 kN på mitten. Detta är egentligen lite större än de 1,5 mm som normen tillåter. Bjälklaget kan dock godkännas på grund av att samverkan mellan regler och de olika skivorna i konstruktionen inte medräknas. Spännvidden 4,7 m borde dock vara den absolut längsta spännvidd som denna typ av bjälklag klarar av. För det hopspikade bjälklaget med en spännvidd av 5,4 m har en nedböjning till följd av en punktlast uppmätts till 0,94. Nedböjningsberäkningar för en nyttig utbredd last samt egenvikt visar att nedböjningarna blir mindre för det hopspikade bjälklaget. Nedböjningarna för Wälludden blir 6,7 mm enligt de redan gjorda beräkningarna för det hopspikade bjälklaget blir samma nedböjning endast 4,5 mm. Denna beräkning kan dock ge något för små deformationer då det är samma typ av beräkning som tidigare gjorts och som visat sig vara optimistisk i jämförelse med de mätningarna som gjorts på bjälklaget. Sammanfattningsvis kan jag konstatera att det hopspikade bjälklaget borde vara bättre än det som tidigare byggts i Wälludden.

10. Slutdiskussion

Försöksserierna har genomförts för att jämföra olika metoder att sammanfoga ett massivt träbjälklag. Bjälklagen har dessutom jämförts mot normen och mot ett lätt träbjälklag som är byggt i Wälludden.

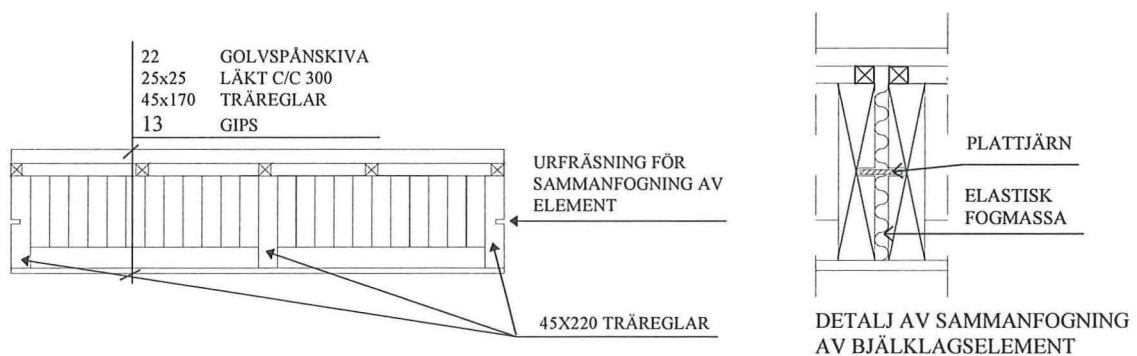
Försöken har visat att c/c avstånden för stängerna i det tvärspända bjälklaget inte har någon större betydelse om avståndet är mindre än 1800 mm. Styvhets-egenskaperna hos det tvärspända bjälklaget ökar givetvis med mindre c/c avstånd mellan stängerna men denna skillnad är relativt liten. Det hopspikade bjälklaget visade sig ha bättre egenskaper än det tvärspända. Det var endast vid mätning av den statiska svikten som det hopspikade bjälklaget inte hade en markant ökning av styvheten. Detta kan beror på att lastspridningsbredden antagligen minskar med ökande styvhet hos bjälklaget, det vill säga att jag antar att den medverkande bredden beror på spännvidden, tvärsnittsmåtten, elasticitetsmodulen samt kraften. Jag upplevde dessutom att det spikade bjälklaget var enklare att bygga samt att ytorna på bjälklaget blev jämnare än för det tvärspända bjälklaget. Vid spikning av bjälklaget spikas varje regel dit var för sig vilket medför att det är enklare att rikta reglarna jämfört med det tvärspända bjälklaget då alla regler tvärsparns samtidigt. Jag har därför dragit slutsatsen att det hopspikade bjälklaget är ett bättre alternativ än vad det tvärspända bjälklaget är.

Jämförelsen med det lätta träbjälklaget i Wälludden visar att de massiva bjälklagen är betydligt styvare än vad det lätta träbjälklaget är. Det lätta träbjälklaget klarar en fri spännvidd på 4,7 m. De överslagsmässiga prisberäkningar som jag har gjort visar att det massiva bjälklaget blir billigare än det lätta bjälklaget. Konstruktionshöjden är dessutom mindre för det massiva bjälklaget (280 mm för det massiva mot 422 mm för lättbjälklaget). En mindre konstruktionshöjd medför att byggnaden blir lägre och fasader och dylikt blir billigare att bygga. Eventuellt måste en akustikregel fungera som fästdon mellan reglarna och gipsskivan i det massiva bjälklaget. Måste en akustikregel monteras blir det massiva bjälklaget en aning dyrare.

Brandegenskaperna för det massiva bjälklaget bedömer jag som mycket goda. Trä har ett relativt högt värmegenomgångsmotstånd vilket leder till att det tar lång tid innan temperaturen på den icke brandutsatta sidan av bjälklaget blir så hög att en brandspridning kan ske. Trä förkolnar dessutom långsamt detta medför att det tar lång tid innan bjälklaget mister sin bärförmåga.

Vid nedböjningsberäkningar kan elasticitetsmodulen för det spikade bjälklaget ökas med 15% av reglarnas medelelasticitetsmodul. Denna siffra är betydligt lägre än den jag har uppmätt, men eftersom AASHTO [1991] (den amerikanska bro-normen) ökar elasticitetsmodulen vid sammanspanning av träreglar till massivt brodeck med 15% har jag valt att rekommendera en ökning med 15%.

Det massiva bjälklaget kan antingen byggas på plats eller prefabriceras i fabrik. De prefabricerade bjälklagen kan antingen byggas i en fabrik på byggarbetsplatsen eller i en stationär fabrik. Bjälklagen blir vid en prefabricering uppdelade i olika bjälklagselement. Vissa problem kan uppstå när dessa element ska sammanfogas på byggarbetsplatsen. En metod för att sammanfoga bjälklagen beskrivs i Figur 10.1. De prefabricerade bjälklagen kommer automatiskt att få dilatationsfogar så att bjälklaget kan ta upp eventuella fuktrörelser utan att skjuta ut sidoväggarna. Ett platsbyggt bjälklag kan byggas utan skarvar, för att klara fuktrörelserna bör bredden på ett sådant bjälklag begränsas. Blir bredden alltför stor så att fuktrörelserna inte kan tas upp vid upplagen måste någon sort av dilatationsfog byggas in. Nedan redovisas ett exempel på hur ett massivt prefabricerat bjälklag kan se ut.



Figur 10.1, Snitt genom ett massivt bjälklagselement samt en detaljskiss av sammanfogning av två element

Genom att använda reglar med höjden 220 mm på ett c/c avstånd på 600 mm fås ett utrymme som kan användas för installationsdragning. Ett problem som kan uppstå när installationerna ska byggas är avloppsledningar. Avloppsrören är för grova för att kunna dras i detta utrymme. För att kunna dra avloppsrör kan ett spår i bjälklaget fräsas ut. Det bästa är dock att placera installationerna så att avloppsledningarna kan dras i väggar eller speciella kanaler.

Innan de massiva bjälklagen kan börja användas i stor skala bör en ljudutredning genomgå. Detta för att kontrollera att ett massivt träbjälklag uppfyller de krav som normerna ställer på stegljudsisolering och luftljudsisolering. Vi Svenskar har vant oss vid betongbjälklagen som har en mycket bra dämpning av steg- och luftljud. Detta har medfört att hyresgästerna ställer högre krav på bjälklaget än vad myndigheter och normer gör. Klarar bara det massiva bjälklaget av dessa ljudkrav kan massivbjälklaget bli ett konkurrenskraftigt alternativ till betongbjälklag och lätta träbjälklag.

Referenser

- [1] **AASHTO**, Guide Specifications for the design of Stress laminated Wood Decks. Washington DC: American association of State and Highway Transportation Officials.
- [2] **Alsmarker T.**, Trähus i fyra våningar - en renässans för träbyggnadstekniken. , Lunds Tekniska Högskola,1993]
- [3] **Bert C.W.**, Material damping- An introductory of mechanical models measuresand experimental techniques, Jornal of Sound and Vibration, [1973], 29, 129-153.
- [4] **Boverket**, Boverkets Byggregler 94 - föreskrifter och allmänna råd, Boverket, [1994], BFS 1993:57.
- [5] **Boverket**, Boverkets Konstruktionsregler 94 - föreskrifter och allmänna råd, Boverket, [1994], BFS 1993:58.
- [6] **Boverket**, Nybyggnadsregler - föreskrifter och allmänna råd, Boverket, [1991], BFS 1988:18.
- [7] **Brundin J.**, Maskinhållfasthetssortering - Sambandet mellan hållfasthet vid böjning på högkant och böjhållfasthet för svenskt furu- och granvirke. Principer för maskinprogramering, STFi Nytt,[1981], STFI - meddelandeserie A nr 543.
- [8] **Carling, O.**, Brandteknisk dimensionering av massiva träkonstruktioner, TRÄTEK - Institutet för träteknisk forskning [1990].
- [9] **Carling O. et al**, Dimensionering av träkonstruktioner, Svensk Byggtjänst [1992].
- [10] **Clough R.W., Penzien J.**, Dynamics of structures, McGraw-Hill, [1993], ISBN 0-07-113241-4.
- [11] **Cremer L., Heckl M., Ungar E.E.**, Structure-Born-Sound,Structural Vibrations and Sound Radiation at Audio Frequencies, Second edition,Springer-Verlag, [1988].
- [12] **Eriksson P.-E.**, 2-tum-4 - Ryggraden i Amerikanska flerbostadshus, Sveriges Tekniska Attachéer, [1993], USA.
- [13] **European Standard**, prEN 408:1994 E, CEN, [1994].

- [14] **Füssen H. M.**, Hochkant Breitgestapelt - Eine neue konstruktionsvariante, die >>Brettstapeldecke<<, eröffnet neue Möglichkanten, Bauen mit Holz , nr 1 [1994].
- [15] **Hilbrich Lee P.D, Ritter M.A, Triche M.**, standard Plans for Southern Pine Bridges, United states, Department of Argiculture, Forest service, General technical Report FPL-GTR-84, [1995].
- [16] **Hillerborg A.**, Krypning och krympning, Lunds tekniska Högskola, Kompendium 2 i byggnadsmaterial FK, Kap 3, [1996].
- [17] **Nielsen A.**, Trä, Lunds Tekniska Högskola, Kompendium i byggnadsmaterial AK, kap 18, [1969].
- [18] **Ohlsson S.**, Svikt, svängningar och styvhet hos bjälklag - Dimensioneringsmetoder, Byggeforskningsrådet,[1984].
- [19] **Ohlsson S.**, Exempel på godtagbar beräkningsmetod - SVIKT, Boverket, [1995].
- [20] **Ohlsson S.** Svängningar, deformationspåverkan och olyckslast, Handbok utgiven av Boverket, [1994].
- [21] **Ondrus J.**, Brandförlopp, Lunds tekniska Högskola, Inst. För barndteknik, [1990].
- [22] **Timber Engineering STEP 1** - basis of design, material propertis, structural components and joints, first edition, Eurofortech - an initiative under the EU Cpomette Programme, [1995].
- [23] **Thunell B.**, Instruktion för sortering och märkning av T-virke, T-virkesföreningens styrelse, [1981].
- [24] **TRÄTEK**, Massivbjälklaget - Plattbjälklag av trä till byggnader med höga krav, Kontenta 9604030, [1996].
- [25] **Wikells Byggberäkningar AB**, Sektionsfakta 96/97, [1996].
- [26] Bygghandlingar över Kv. Wälludden i Växjö.

BILAGOR

1. BERÄKNINGAR ENLIGT AMERIKANSK NORM.....	1
1.1 FÖRUTSÄTTNINGAR	1
1.2 MATERIALPARAMETRAR	1
1.3 LASTER:.....	2
1.4 DIMENSIONERING	2
2. BERÄKNING AV MAXIMALT TILLÅTEN TRYCKKRAFT VID PROVNING AV E-MODUL PÅ DE ENSKILDA REGLARNA	5
3. BERÄKNING AV DEFORMATIONER	7
3.1 TEORETISKT.....	7
3.1.1 Enligt normen.....	8
4. DYNAMISKA BERÄKNINGAR	11
4.1 DYNAMISK SVIKTBERÄKNING.....	11
4.1.1 Tvärspänt bjälklag	11
4.1.2 Spikat bjälklag.....	12
4.1.3 Beräkning av maximal tillåten spännvidd enligt S. Ohlsson.....	14
4.2 HÄRLEDNING AV FORMEL FÖR EGENSVÄGNINGSBERÄKNING	15
5. MÄTRESULTAT	17
5.1 MÄTNING AV BJÄLKLAGEGENS ELASTICITETSMODUL.....	17
5.1.1 Tvärspänt bjälklag	17
5.1.2 Hopspikat bjälklag.....	18
5.2 MÄTNING AV STATISK SVIKT	19
5.3 MÄTNING AV DEFORMATIONER TVÄRS BJÄLKLAGEGENS	19
5.3.1 Tvärspänt bjälklag	20
5.3.2 Spikat bjälklag.....	20
5.4 NEDBÖJNINGSMÄTNINGAR	21
5.4.1 Tvärspänt bjälklag	21
5.4.2 Spikat bjälklag.....	22
5.5 DYNAMISKA MÄTNINGAR	23
5.5.1 Mobilitetsskurvor.....	23
5.5.1.1 Tvärspänt bjälklag.....	23
5.5.1.2 Spikat bjälklag.....	27
5.5.2 Impulshastighetsrespons	28
5.5.2.1 Tvärspänt bjälklag.....	28
5.5.3 Spikat bjälklag.....	32
5.5.4 Teoretiska beräkningar av impulshastighetsresponsen.....	33
5.6 UPPMÄTTA FUKTKVOTER I REGLARNA.....	36
6. EKONOMISKA BERÄKNINGAR	37

- Massiva träbjälklag -
Bilagor

1. Beräkningar enligt Amerikansk norm

Beräkningarna genomförs i enlighet med *Standard Plans for Pine Bridges* [1995]. Laster och vissa andra faktorer hämtas från den svenska normen.

1.1 Förutsättningar

Golvbjälklag i Kontorshus.

Bredd	1m	
Längd	Söks	
Virke	K12	45x170

1.2 Materialparametrar

K12:	f_{mk}	=12 MPa
	f_{c90k}	=7 MPa
	E_k	=8000 MPa
	γ_m	=1,25

KLIMATKLASS: 0 \Rightarrow

Laster	Lasttyp	} \Rightarrow {	κ_{rm}	= 0,90
Egenvikt	P		κ_{rc90}	= 0,75
Bunden	A		κ_{SP}	= 0,5
Fri	B		κ_{SA}	= 0,6
			κ_{SB}	= 0,8

$$f_d = \frac{f_k \cdot \chi_r}{\gamma_n \cdot \gamma_m}$$

$$f_{md} = \frac{0,90 \cdot 12}{1,1 \cdot 1,25} = 7,85 \text{ MPa}$$

$$f_{mc90d} = \frac{0,75 \cdot 7}{1,1 \cdot 1,25} = 3,82 \text{ MPa}$$

$$E_d = \kappa_s \cdot E_k$$

$$E_{pd} = 0,5 \cdot 8000 = 4000 \text{ MPa}$$

$$E_A = 0,6 \cdot 8000 = 4800 \text{ MPa}$$

$$E_B = 0,8 \cdot 8000 = 6400 \text{ MPa}$$

1.3 Laster:

Nyttig:	Bunden:	Q_k	$=1,0 \text{ kN/m}^2$	$\Psi=1,0$
	Fri:	Q_k	$=1,5 \text{ kN/m}^2$	$\Psi=0,5$
Egenvikt:	Trä:	$G_k=4,5 \cdot 0,170$	$=0,77 \text{ kN/m}^2$	
	Övrigt	G_k	$=0,5 \text{ kN/m}^2$	

$$\text{Brottngräns: } q_d = 1,3 \cdot (1,0 + 1,5) + 0,5 + 0,77 = 4,5 \text{ kN/m}^2$$

1.4 Dimensionering

Dimensionerande böjhållfasthet

$$F'_b = F_b \cdot C_F \cdot C_M \cdot C_D \cdot C_{LS}$$

F'_b = Tillåten spänning

F_b = Karakteristisk tillåten spänning

C_F = Storleksfaktor = 1,0

C_M = Fuktkvotsreduktion = 0,85

C_D = Lastvarighetsfaktor = 1,15

C_{LS} = Lastspridningsfaktor = 1,50

Fukt- och lastvarighetsfaktorerna tas ej med i den fortsatta beräkningen, då de redan är inbakade i f_{md} enligt BKR-94.

$$F'_b = 7,85 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,50 = 11,77 \text{ MPa}$$

Dimensionerande Elasticitetsmodul

$$E' = E \cdot C_M$$

C_M är redan inbakad i E_d enligt BKR-94 alltså $E' = E_d$

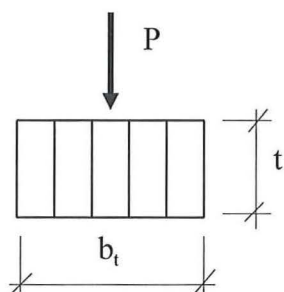
Dimensionerande tryckhållfasthet vinkelrätt fibrerna

$$F'_{cL} = F_{cL} \cdot C_m$$

Även här är C_m inbakad i f_{c90d} enligt BKR-94 alltså $F'_{cL} = f_{c90d}$

Last spridnings bredd

$$b_t = \sqrt{0,025 \cdot P} \qquad D_W = b_t + 2 \cdot t$$



P	Lasten i (lb)
b_t	Spridningsbredd i (in)
t	lamellhöjd i (in)

Figur 1.1, Lastspridningsbredd

Eftersom bjälklaget utsätts för en utbredd last sätts b_t till 1 m. Detta medför vidare att en övergång från amerikanska enheter till standardenheter enkelt kan göras.

$$D_W = 1,0 + 2 \cdot 0,170 = 1,34 \text{ m}$$

I försöksuppställningen är plattbredden enbart 1 m, byggs bjälklaget in i ett hus kommer den totala bredden på bjälklaget vara större än 1m därför sätts $D_W = 1,34 \text{ m}$.

Tröghetsmoment och Böjmotstånd

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1,34 \cdot 0,170^3}{12} = 5,48 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{1,34 \cdot 0,170^2}{6} = 6,45 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

Beräkning av tillåten längd i brottgränstillstånd

$$W_{DL} = \frac{DL \cdot (D_W)}{12} = \frac{4,5 \cdot 1,34}{12} = 0,50 \text{ kN/m}$$

W_{DL} = Statisk last som verkar över fördelningsbredden

DL = Statisk last

$$M_{DL} = \frac{W_{DL} \cdot L^2}{8} = \frac{0,50 \cdot 10^3 \cdot L^2}{8}$$

$$f_b = \frac{M_{DL} \cdot 12}{W} = \frac{0,50 \cdot 10^3 \cdot L^2 \cdot 12}{8 \cdot 6,45 \cdot 10^{-3}} \text{ MPa} \left. \vphantom{f_b} \right\} \Rightarrow L = 10,0 \text{ m}$$

$$F'_b = 11,77 \text{ MPa}$$

Beräkning av tillåten längd i bruksgränstillstånd

Tillåten nedböjning är enligt Carling [1992] maximalt L/300 eller en största nedböjning på maximalt 20 mm.

$$y = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot EI}$$

Enligt AASHTO GS 3.25.5.3 kan EI ökas med 15% vid samverkansbjälklag. Lasterna i bruksgränstillståndet är beräknade enligt lastkombination 9 i BKR-94.

Lasttyp P:

$$y_P = \frac{5 \cdot (0,5 + 0,77) \cdot 10^3 \cdot l^4}{384 \cdot 4000 \cdot 10^6 \cdot 5,48 \cdot 10^{-4} \cdot 1,15} = 6,56 \cdot 10^{-6} \cdot L^4$$

Lasttyp A:

$$y_A = \frac{5 \cdot 1,0 \cdot 10^3 \cdot l^4}{384 \cdot 4800 \cdot 10^6 \cdot 5,48 \cdot 10^{-4} \cdot 1,15} = 4,30 \cdot 10^{-6} \cdot L^4$$

Lasttyp B:

$$y_B = \frac{5 \cdot 1,5 \cdot 10^3 \cdot l^4}{384 \cdot 6400 \cdot 10^6 \cdot 5,48 \cdot 10^{-4} \cdot 1,15} = 4,84 \cdot 10^{-6} \cdot L^4$$

Total nedböjning: $1,57 \cdot 10^{-5} \cdot L^4$ m

Tillåten nedböjning L/300 $\Rightarrow L=5,96$ m

Tillåten nedböjning 20 mm $\Rightarrow L=5,97$ m

2. Beräkning av maximalt tillåten tryckkraft vid provning av E-modul på de enskilda reglarna

Förutsättningarna för beräkningarna redovisas i kapitel 5. Enligt handboksformler blir momentet i reglarna:

$$M = 2 \cdot \left(\frac{P \cdot a \cdot b}{l} \right)$$

$$M = 2 \cdot \left(\frac{F}{2} \cdot \frac{1,020 \cdot 2 \cdot 1,020}{3 \cdot 1,020} \right) = 0,68 \cdot F \text{ Nm}$$

Reglarna har dimensionen $45 \times 170 \text{ mm}^2$, vilket medför att de får ett böjmotstånd (W):

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6}$$

$$W = \frac{0,045 \cdot 0,170^2}{6} = 0,00021675 \text{ m}^3$$

Den maximalt tillåtna lasten vid försöken blir då:

$$f_{mk} \geq \frac{M}{W}$$

$$12 \cdot 10^6 \geq \frac{0,68 \cdot F}{0,00021675} \Rightarrow F \leq 3825 \text{ N}$$

Reglarna klarar alltså av en tryckkraft på ungefär 4 kN.

- Massiva träbjälklag -
Bilagor

3. Beräkning av deformationer

3.1 Teoretiskt

För de teoretiska beräkningarna används formel 6.9 för att beräkna nedböjningen.

$$y_{mit,L} = \frac{P \cdot l^3}{48 \cdot EI} + 2 \cdot \frac{P \cdot \left(\frac{l}{2} - 1,0\right) \cdot \left(3 \cdot l^2 - 4 \cdot \left(\frac{l}{2} - 1,0\right)^2\right)}{48 \cdot EI}$$

Punktlasten som påverkar konstruktionen sätts till den last som motsvaras av den utbredda lasten som tidigare har räknats fram, i kapitel 6.7

Beräkning av den förväntade mittnedböjningen för det tvärspända bjälklaget med spännvidden 5400 mm:

Brukslasten kan ersättas med tre linjäraster på 3,90 kN/m. Den förväntade nedböjningen blir:

$$y_{mit,L} = \frac{3,90 \cdot 10^3 \cdot 5,4^3}{48 \cdot 10,24 \cdot 10^9 \cdot \frac{1,0 \cdot 0,170^3}{12}} + 2 \cdot \frac{3,90 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{5,4}{2} - 1,0\right) \cdot \left(3 \cdot 5,4^2 - 4 \cdot \left(\frac{5,4}{2} - 1,0\right)^2\right)}{48 \cdot 10,24 \cdot 10^9 \cdot \frac{1,0 \cdot 0,170^3}{12}} = 8,15 \text{ mm}$$

Beräkning av den förväntade mittnedböjningen för det tvärspända bjälklaget med spännvidden 6600 mm:

Antag en punktlast, F på 13,71 kN, de tre linjelasterna blir då 4,57 kN/m. Den förväntade nedböjningen blir:

$$y_{mit,L} = \frac{4,57 \cdot 10^3 \cdot 6,6^3}{48 \cdot 10,24 \cdot 10^9 \cdot \frac{1,0 \cdot 0,170^3}{12}} + 2 \cdot \frac{4,57 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{6,6}{2} - 1,0\right) \cdot \left(3 \cdot 6,6^2 - 4 \cdot \left(\frac{6,6}{2} - 1,0\right)^2\right)}{48 \cdot 10,24 \cdot 10^9 \cdot \frac{1,0 \cdot 0,170^3}{12}} = 18,0 \text{ mm}$$

Beräkning av den förväntade mittnedböjningen för det hopspikade bjälklaget med spännvidden 5400 mm:

Brukslasten kan ersättas med tre linjäraster på 3,90 kN/m. Den förväntade nedböjningen blir:

$$y_{mit,L} = \frac{3,90 \cdot 10^3 \cdot 5,4^3}{48 \cdot 12,97 \cdot 10^9 \cdot \frac{1,0 \cdot 0,170^3}{12}} + 2 \cdot \frac{3,90 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{5,4}{2} - 1,0\right) \cdot \left(3 \cdot 5,4^2 - 4 \cdot \left(\frac{5,4}{2} - 1,0\right)^2\right)}{48 \cdot 12,97 \cdot 10^9 \cdot \frac{1,0 \cdot 0,170^3}{12}} = 6,36 \text{ mm}$$

Beräkning av den förväntade mittnedböjningen för det tvärsända bjälklaget med spännvidden 6600 mm:

Brukslasten kan ersättas med tre linjelaster på 4,57 kN/m. Den förväntade nedböjningen blir:

$$y_{mitt,L} = \frac{4,57 \cdot 10^3 \cdot 6,6^3}{48 \cdot 12,97 \cdot 10^9 \cdot \frac{1,0 \cdot 0,170^3}{12}} + 2 \cdot \frac{4,57 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{6,6}{2} - 1,0\right) \cdot \left(3 \cdot 6,6^2 - 4 \cdot \left(\frac{6,6}{2} - 1,0\right)^2\right)}{48 \cdot 12,97 \cdot 10^9 \cdot \frac{1,0 \cdot 0,170^3}{12}} = 14,2 \text{ mm}$$

3.1.1 Enligt normen

Beräkningar enligt normen sker i princip på samma sätt som för den teoretiska nedböjningen men med den skillnaden att den karakteristiska elasticitetsmodulen sätts till 8000 MPa (K12). Nedböjningen kommer i de normbaserade beräkningarna att beräknas enligt ekvation (6.6):

$$y = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

Där den dimensionerande elasticitetsmodulen E_d beskrivs som:

$$E_d = \frac{\kappa_s \cdot E_k}{\gamma_m}$$

Om klimatklassen antas vara 0 blir:

$\kappa_s=0,55$ för lasttyp P, det vill säga för egenvikten
 $\kappa_s=0,65$ för lasttyp A, det vill säga den bundna lastdelen av nyttiglast
 $\kappa_s=0,8$ för lasttyp B, det vill säga den fria lastdelen av nyttig last

Lasterna som belastar bjälklaget är enligt kapitel 6.7

Egenvikt: $G_k=1,30$ kN/m

Bunden lastdel: $Q_k=1,0$ kN/m, $\psi=1,0$

Fri lastdel: $Q_k=1,5$ kN/m, $\psi=0,5$

Nedböjningen på bjälklaget för lastkombination 9 kan nu beräknas som:

$$y = \frac{5 \cdot l^4}{384 \cdot \frac{1,0 \cdot 0,170^3}{12}} \cdot \left(\frac{1,0 \cdot 1,30 \cdot 10^3}{0,55 \cdot 8000 \cdot 10^6} + \frac{1,0 \cdot 1,0 \cdot 10^3}{0,65 \cdot 8000 \cdot 10^6} + \frac{0,5 \cdot 1,50 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 8000 \cdot 10^6} \right) = 1,9239 \cdot 10^{-5} \cdot l^4$$

Spännvidden 5,4 m

Nedböjningen för spännvidden 5400 mm blir 16,4 mm , vilket precis klarar nedböjningskravet på en maximal nedböjning av $l/300=18$ mm.

Spännvidden 6,6 m

Nedböjningen för spännvidden 6600 mm blir 36,5 mm , vilket ligger över nedböjningskravet på en maximal nedböjning av $l/300=22$ mm.

De framräknade nedböjningen enligt normerna är dock betydligt större än den teoretiska och den uppmätta nedböjningen. Detta beror på att elasticitetsmodulen i normberäkningarna är betydligt mindre än den som används vid de teoretiska beräkningarna och den som bjälklaget egentligen har. Resultatet av sviktmätningarna och beräkningarna redovisas i tabell 6.1.

4. Dynamiska beräkningar

4.1 Dynamisk sviktberäkning

De dynamiska sviktberäkningarna genomförs enligt S. Ohlssons beräkningsmodell som beskrivs i kapitel 3.1. Beräkningarna genomförs med de uppmätta värdena på elasticitetsmodulerna, det vill säga att styvheten tvärs bjälklaget försummas och endast spånskivans styvhet i tvärriktningen medräknas. Dämpningen antas vidare till 1%.

4.1.1 Tvärspänt bjälklag

Beräkningarna genomförs endast för bjälklaget med c/c 600 mm mellan stängerna. Elasticitetsmodulen kan då sättas till $10,24 \cdot 10^9$ Pa

Spännvidd 5,4 m:

$$(EI)_b = \frac{10,24 \cdot 10^9 \cdot 1,0 \cdot 0,170^3}{12} = 41,9 \cdot 10^5 \text{ Nm}^2$$

$$(EI)_l = 1800 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,0 \cdot 0,022^3}{12} = 1597 \text{ Nm}^2$$

$$m = 450 \cdot 0,170 = 76,5 \text{ kg / m}^2 \quad \text{Densiteten antagen som } 450 \text{ kg / m}^3$$

$$f_1 = f_0 = \frac{\pi}{2 \cdot 5,4^2} \cdot \sqrt{\frac{41,9 \cdot 10^5}{76,5}} = 12,61 \text{ Hz}$$

$$n_{40} = \left(\left(\left(\frac{40}{12,61} \right)^2 - 1 \right) \cdot \left(\frac{1}{5,4} \right)^4 \cdot \frac{41,9 \cdot 10^5}{1597} \right)^{0,25} = 2,30$$

$$h'_{\max} = \frac{4 \cdot (0,4 + 0,6 \cdot 2,30)}{76,5 \cdot 1,0 \cdot 5,4 + 200} = 0,0116 \text{ (m / s)} \cdot (\text{Ns})$$

$$h'_{\max, \text{limit}} \leq 100^{(12,61 \cdot 0,01 - 1)} = 0,018 \text{ (m / s)} \cdot (\text{Ns}) \quad \text{OK!}$$

Beräkning av W'_{RMS} :

$N_{1,2}=1$ ty det är endast en egenmod som har resonansfrekvensen lägre än $1,2 \cdot f_1 = 15,1$ Hz.

$$W'_{\text{RMS}} = \frac{100}{76,5 \cdot 1,0 \cdot 5,4 \cdot \sqrt{0,01}} \cdot \sqrt{\frac{1^2 + 1}{2 \cdot 12,61^3}} = 0,054 \text{ (m / s)}_{\text{RMS}}$$

Spännvidd 6,6m:

$$(EI)_b = \frac{10,24 \cdot 10^9 \cdot 1,0 \cdot 0,170^3}{12} = 41,9 \cdot 10^5 \text{ Nm}^2$$

$$(EI)_l = 1800 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,0 \cdot 0,022^3}{12} = 1597 \text{ Nm}^2$$

$$m = 450 \cdot 0,170 = 76,5 \text{ kg / m}^2 \quad \text{Densiteten antagen som } 450 \text{ kg / m}^3$$

$$f_1 = f_0 = \frac{\pi}{2 \cdot 6,6^2} \cdot \sqrt{\frac{41,9 \cdot 10^5}{76,5}} = 8,43 \text{ Hz}$$

$$n_{40} = \left(\left(\left(\frac{40}{8,43} \right)^2 - 1 \right) \cdot \left(\frac{1}{6,6} \right)^4 \cdot \frac{41,9 \cdot 10^5}{1597} \right)^{0,25} = 2,33$$

$$h'_{\max} = \frac{4 \cdot (0,4 + 0,6 \cdot 2,33)}{76,5 \cdot 1,0 \cdot 6,6 + 200} = 0,010 \text{ (m / s)} \cdot (\text{Ns})$$

$$h'_{\max, \text{limit}} \leq 100^{(8,43 \cdot 0,01 - 1)} = 0,015 \text{ (m / s)} \cdot (\text{Ns}) \quad \text{OK!}$$

Beräkning av W'_{RMS} :

$N_{1,2}=1$ ty det är endast en egenmod som har resonansfrekvensen lägre än $1,2 \cdot f_1 = 10,1 \text{ Hz}$.

$$W'_{\text{RMS}} = \frac{100}{76,5 \cdot 1,0 \cdot 6,6 \cdot \sqrt{0,01}} \cdot \sqrt{\frac{1^2 + 1}{2 \cdot 8,43^3}} = 0,018 \text{ (m / s)}_{\text{RMS}}$$

4.1.2 Spikat bjälklag

Elasticitetsmodulen i beräkningarna nedan kan enligt försöken i kapitel 6.4.2 antas till $12,97 \cdot 10^9 \text{ Pa}$.

Spännvidd 5,4 m:

$$(EI)_b = \frac{12,97 \cdot 10^9 \cdot 1,0 \cdot 0,170^3}{12} = 53,1 \cdot 10^5 \text{ Nm}^2$$

$$(EI)_l = 1800 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,0 \cdot 0,022^3}{12} = 1597 \text{ Nm}^2$$

$$m = 450 \cdot 0,170 = 76,5 \text{ kg / m}^2 \quad \text{Densiteten antagen som } 450 \text{ kg / m}^3$$

$$f_1 = f_0 = \frac{\pi}{2 \cdot 5,4^2} \cdot \sqrt{\frac{53,1 \cdot 10^5}{76,5}} = 14,2 \text{ Hz}$$

$$n_{40} = \left(\left(\left(\frac{40}{14,2} \right)^2 - 1 \right) \cdot \left(\frac{1}{5,4} \right)^4 \cdot \frac{53,1 \cdot 10^5}{1597} \right)^{0,25} = 2,28$$

$$h'_{\max} = \frac{4 \cdot (0,4 + 0,6 \cdot 2,28)}{76,5 \cdot 1,0 \cdot 5,4 + 200} = 0,0115 \text{ (m / s)} \cdot (\text{Ns})$$

$$h'_{\max, \text{limit}} \leq 100^{(14,2 \cdot 0,01 - 1)} = 0,019 \text{ (m / s)} \cdot (\text{Ns}) \quad \text{OK!}$$

Beräkning av W'_{RMS} :

$N_{1,2}=1$ ty det är endast en egenmod som har resonansfrekvensen lägre än
 $1,2 \cdot f_1 = 17,0 \text{ Hz}$.

$$W'_{\text{RMS}} = \frac{100}{76,5 \cdot 1,0 \cdot 5,4 \cdot \sqrt{0,01}} \cdot \sqrt{\frac{1^2 + 1}{2 \cdot 14,2^3}} = 0,045 \text{ (m / s)}_{\text{RMS}}$$

Spännvidd 6,6m:

$$(EI)_b = \frac{12,97 \cdot 10^9 \cdot 1,0 \cdot 0,170^3}{12} = 53,1 \cdot 10^5 \text{ Nm}^2$$

$$(EI)_l = 1800 \cdot 10^6 \frac{1,0 \cdot 0,022^3}{12} = 1597 \text{ Nm}^2$$

$$m = 450 \cdot 0,170 = 76,5 \text{ kg / m}^2 \quad \text{Densiteten antagen som } 450 \text{ kg / m}^3$$

$$f_1 = f_0 = \frac{\pi}{2 \cdot 6,6^2} \cdot \sqrt{\frac{53,1 \cdot 10^5}{76,5}} = 9,5 \text{ Hz}$$

$$n_{40} = \left(\left(\left(\frac{40}{9,5} \right)^2 - 1 \right) \cdot \left(\frac{1}{6,6} \right)^4 \cdot \frac{53,1 \cdot 10^5}{1597} \right)^{0,25} = 2,33$$

$$h'_{\max} = \frac{4 \cdot (0,4 + 0,6 \cdot 2,33)}{76,5 \cdot 1,0 \cdot 6,6 + 200} = 0,010 \text{ (m / s)} \cdot (\text{Ns})$$

$$h'_{\max, \text{limit}} \leq 100^{(9,5 \cdot 0,01 - 1)} = 0,016 \text{ (m / s)} \cdot (\text{Ns}) \quad \text{OK!}$$

Beräkning av W'_{RMS} :

$N_{1,2}=1$ ty det är endast en egenmod som har resonansfrekvensen lägre än
 $1,2 \cdot f_1 = 11,4 \text{ Hz}$.

$$W'_{RMS} = \frac{100}{76,5 \cdot 1,0 \cdot 6,6 \cdot \sqrt{0,01}} \cdot \sqrt{\frac{1^2 + 1}{2 \cdot 9,50^3}} = 0,068(m/s)_{RMS}$$

4.1.3 Beräkning av maximal tillåten spännvidd enligt S. Ohlsson

En maximalt tillåten spännvidd beräknas nedan för det tvärsända samt det hopspikade bjälklaget enligt Ohlssons beräkningsmetod. Den första beräkningen som genomförs är att se till att egenfrekvensen överstiger 8 Hz.

Tvärspänt bjälklag:

$$(EI)_b = \frac{10,24 \cdot 10^9 \cdot 1,0 \cdot 0,170^3}{12} = 41,92 \cdot 10^5 \text{ Nm}^2 / m$$

$$m = 450 \cdot 0,170 = 76,5 \text{ kg} / m^2 \quad \text{Densiteten antagen som } 450 \text{ kg} / m^3$$

$$f_1 = 8 \leq \frac{\pi}{2 \cdot L^2} \cdot \sqrt{\frac{41,92 \cdot 10^5}{76,5}} \text{ Hz} \Rightarrow L \leq 6,8 m$$

Kontrollera om impulshastighetsresponsen uppfylls för längden 6,8m.

$$n_{40} = \left(\left(\left(\frac{40}{8} \right)^2 - 1 \right) \cdot \left(\frac{1}{6,8} \right)^4 \cdot \frac{41,92 \cdot 10^5}{1597} \right)^{0,25} = 2,33$$

$$\left. \begin{aligned} h'_{\max} &= \frac{4 \cdot (0,4 + 0,6 \cdot 2,33)}{76,5 \cdot 1,0 \cdot 6,8 + 200} = 0,0099 (m/s) \cdot (Ns) \\ h'_{\max, \text{limit}} &\leq 100 \left(8^1 \cdot 0,01 - 1 \right) = 0,014 (m/s) \cdot (Ns) \end{aligned} \right\} \because \text{OK!}$$

Spikat bjälklag:

$$(EI)_b = \frac{12,97 \cdot 10^9 \cdot 1,0 \cdot 0,170^3}{12} = 53,1 \cdot 10^5 \text{ Nm}^2 / m$$

$$m = 450 \cdot 0,170 = 76,5 \text{ kg} / m^2 \quad \text{Densiteten antagen som } 450 \text{ kg} / m^3$$

$$f_1 = 8 \leq \frac{\pi}{2 \cdot L^2} \cdot \sqrt{\frac{53,1 \cdot 10^5}{76,5}} \text{ Hz} \Rightarrow L \leq 7,2 m$$

Kontrollera om impulshastighetsresponsen uppfylls för längden 7,2 m.

$$n_{40} = \left(\left(\left(\frac{40}{8} \right)^2 - 1 \right) \cdot \left(\frac{1}{7,2} \right)^4 \cdot \frac{53,1 \cdot 10^5}{1597} \right)^{0,25} = 2,33$$

$$\left. \begin{aligned} h'_{\max} &= \frac{4 \cdot (0,4 + 0,6 \cdot 2,33)}{76,5 \cdot 1,0 \cdot 7,2 + 200} = 0,0096 \text{ (m / s)} \cdot (\text{Ns}) \\ h'_{\max, \text{limit}} &\leq 100^{(8 \cdot 0,01 - 1)} = 0,014 \text{ (m / s)} \cdot (\text{Ns}) \end{aligned} \right\} \because \text{OK!}$$

4.2 Härledning av formel för egensvängningsberäkning

S. Ohlsson [1984] anger en metod för beräkning av egenfrekvenser. Denna formel härleds nedan. I *Dynamic of structures* [1993] beskrivs en metod för beräkning av egenfrekvenser som:

$$\omega = \sqrt{\frac{k^*}{m^*}}$$

$$m^* = \int_0^l m(x) \cdot \varphi(x)^2 dx$$

$$k^* = \int_0^l EI(x) \cdot \varphi''(x)^2 dx$$

Eftersom styvheten, EI, och massan, m, är konstanta kan dessa två faktorer brytas ut utanför integralen. $\varphi(x)$ är en formfunktion som beskriver nedböjningsformen på bjälklaget. För att härleda S. Ohlssons formel används en sinusfunktion som formfunktion.

Nedböjningsformen för ett bjälklag med en punktlast kan approximativt sättas till en sinusfunktion. Formfunktionen kan då beskrivas som:

$$\varphi(x) = \sin\left(\frac{x \cdot \pi \cdot n}{l}\right)$$

$$\varphi'(x) = \cos\left(\frac{\pi \cdot x \cdot n}{l}\right) \cdot \frac{\pi \cdot n}{l}$$

$$\varphi''(x) = -\sin\left(\frac{\pi \cdot x \cdot n}{l}\right) \cdot \left(\frac{\pi \cdot n}{l}\right)^2$$

k^* och m^* kan nu uttryckas som:

$$\begin{aligned} m^* &= m \cdot \int_0^l \sin^2\left(\frac{\pi \cdot x \cdot n}{l}\right) dx = \left[\sin^2(t) = \frac{1}{2}(1 - \cos(2t)) \right] = m \cdot \int_0^l \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{2} \cdot \cos\left(\frac{2 \cdot \pi \cdot n \cdot x}{l}\right) \right) dx = \\ &= m \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot x - \frac{l}{4 \cdot \pi \cdot n} \cdot \sin\left(\frac{2 \cdot \pi \cdot n \cdot x}{l}\right) \right]_0^l = m \left(\frac{l}{2} - \frac{l}{4 \cdot \pi \cdot n} \cdot \sin(2 \cdot \pi \cdot n) \right) = [n = 1, 2, 3, \dots] = \frac{m \cdot l}{2} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k^* &= EI \cdot \left(\frac{\pi \cdot n}{l}\right)^4 \cdot \int_0^l \sin^2\left(\frac{\pi \cdot x \cdot n}{l}\right) dx = \left[\sin^2(t) = \frac{1}{2}(1 - \cos(2t)) \right] = \\ &EI \cdot \left(\frac{\pi \cdot n}{l}\right)^4 \cdot \int_0^l \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{2} \cdot \cos\left(\frac{2 \cdot \pi \cdot x \cdot n}{l}\right) \right) dx = EI \cdot \left(\frac{\pi \cdot n}{l}\right)^4 \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot x - \frac{l}{4 \cdot \pi \cdot n} \cdot \sin\left(\frac{2 \cdot \pi \cdot x \cdot n}{l}\right) \right]_0^l = \\ &= [n = 1, 2, 3, \dots] = EI \cdot \left(\frac{\pi \cdot n}{l}\right)^4 \cdot \frac{l}{2} \end{aligned}$$

Vinkelfrekvenserna, ω kan nu tecknas som:

$$\omega = \sqrt{\frac{k^*}{m^*}} = \sqrt{\frac{\frac{EI \cdot \pi^4 \cdot n^4}{2 \cdot l^3}}{\frac{m \cdot l}{2}}} = \sqrt{\frac{EI \cdot \pi^4 \cdot n^4}{m \cdot l^4}}$$

Egenfrekvensen blir då:

$$f = \frac{\omega}{2 \cdot \pi} = \frac{\sqrt{\frac{EI \cdot \pi^4 \cdot n^4}{m \cdot l^4}}}{2 \cdot \pi} = \frac{\pi \cdot n^2}{2 \cdot l^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{m}}$$

Om n antas till ett fås samma uttryck som S. Ohlsson använder sig av för att beräkna den första egenfrekvensen f_0 . Alltså är beviset genomfört.

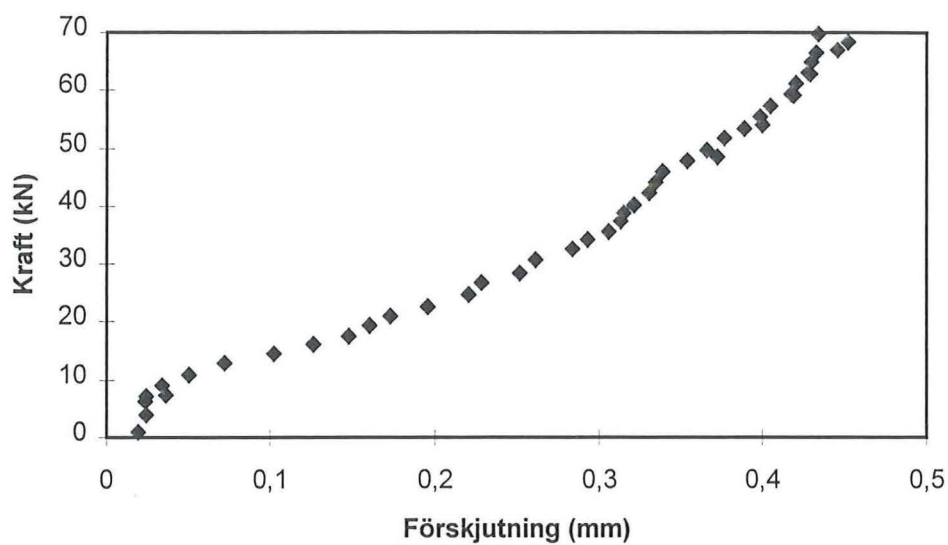
5. Mätresultat

5.1 Mätning av bjälklagens elasticitetsmodul

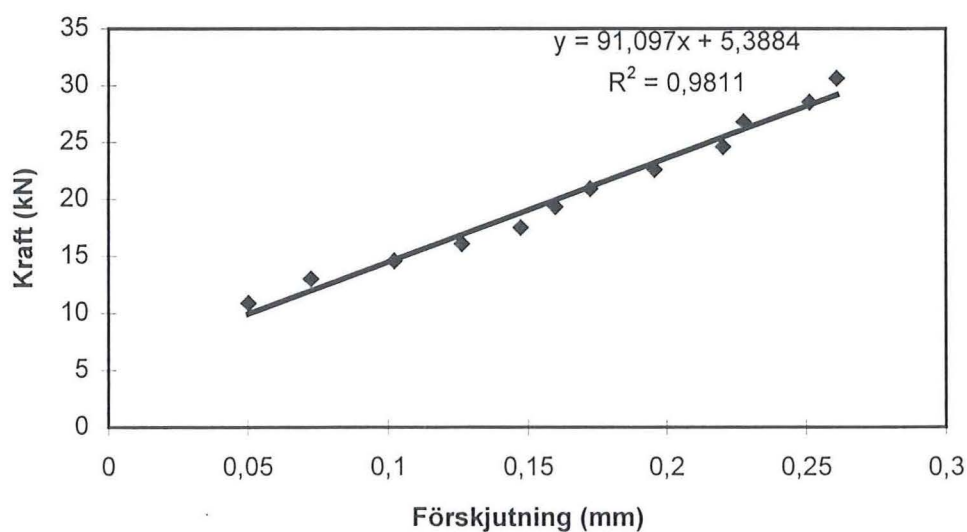
5.1.1 Tvärspänt bjälklag

Diagrammen nedan visar mätresultaten från elasticitetsmodulsmätningarna på det tvärsända bjälklaget. Bjälklaget har c/c avståndet 600 mm mellan de tvärgående stängerna.

Elasticitetsmodulsmätning

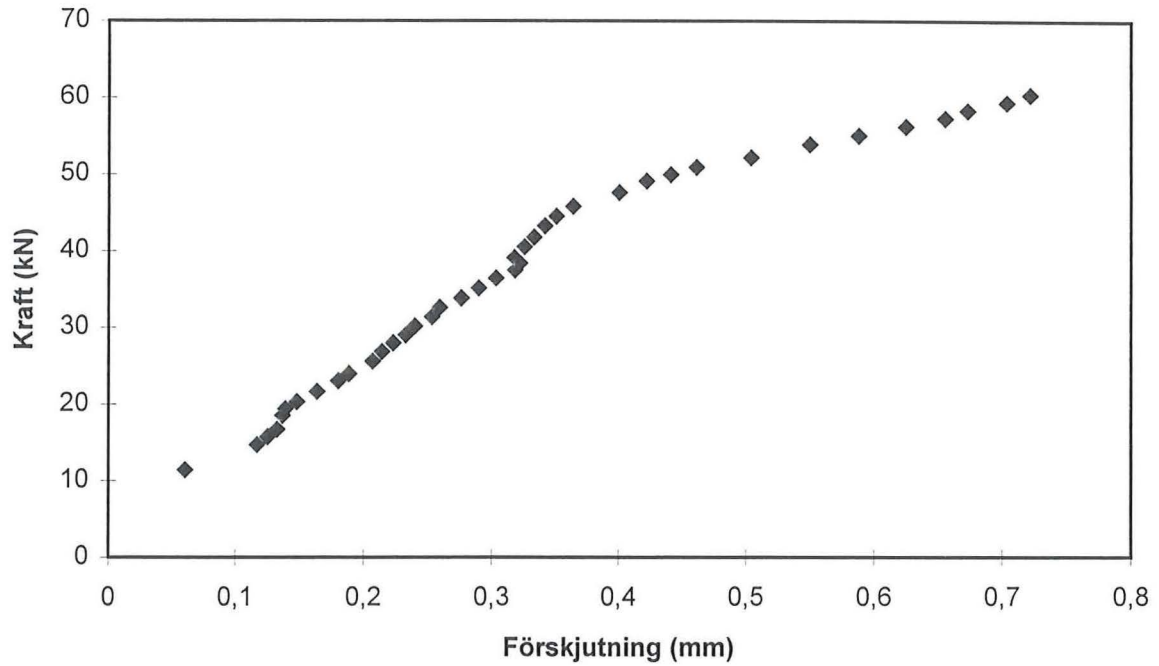


Delkurva för mätning av Elasticitetsmodul

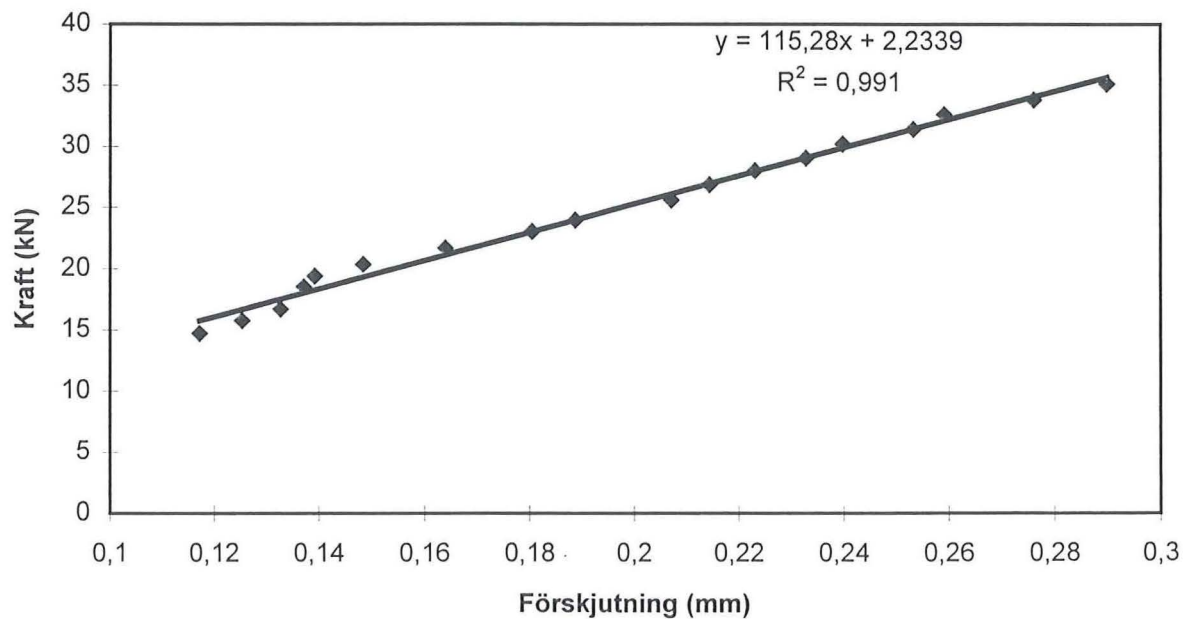


5.1.2 Hopspikat bjälklag

Diagrammen nedan visar mätresultaten för mätning av elasticitetsmodul på det hopspikade bjälklaget.



Delkurva för mätning av elasticitetsmodul



5.2 Mätning av statisk svikt

I tabellen nedan redovisas de uppmätta nedböjningarna till följd av en punktlast på 1 kN som belastar bjälklaget centriskt.

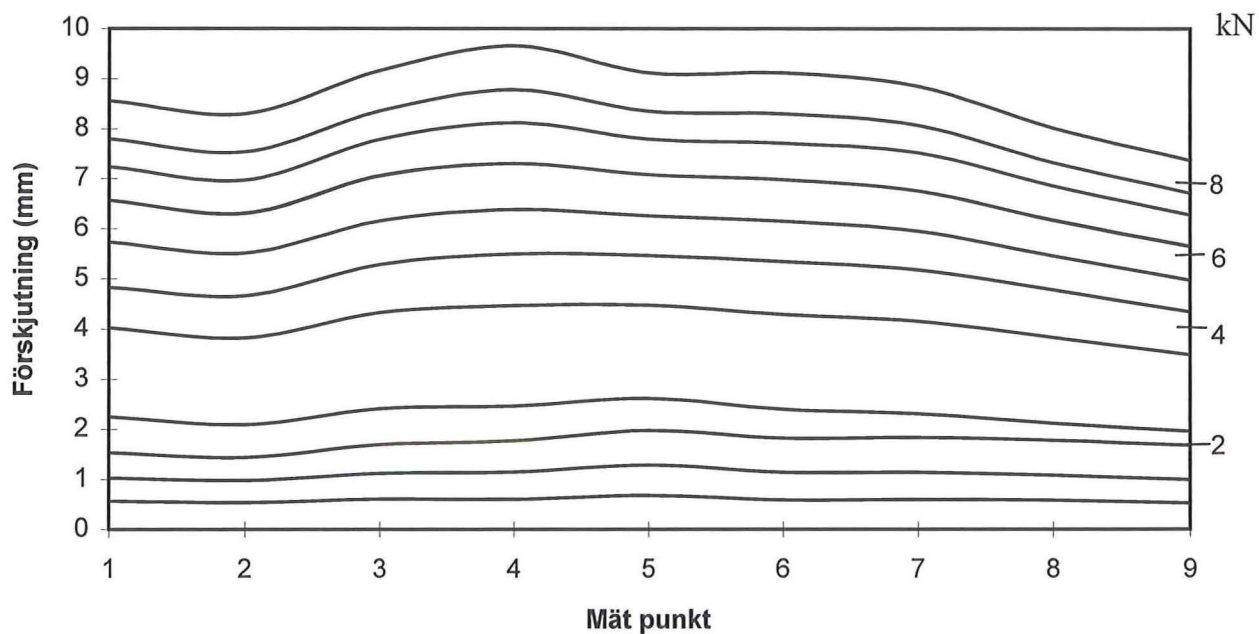
Inspänning	Spännvidd (mm)	Deformation vid F=1kN (mm)
Ändarna inspända	3300	0,805
	4200	1,066
	5400	1,635
	6600	2,414
Stänger med c/c 1800 mm	3300	0,301
	4200	0,676
	5400	0,901
	6600	1,699
Stänger med c/c 1200 mm	3300	0,234
	4200	0,598
	5400	0,983
	6600	1,657
Stänger med c/c 600 mm	3300	0,319
	4200	0,560
	5400	0,965
	6600	1,346
Spånskiva	3300	1,119
	4200	1,350
	5400	1,665
	6600	2,272
Spikat bjälklag	3300	-
	4200	0,520
	5400	0,936
	6600	1,330

5.3 Mätning av deformationer tvärs bjälklaget

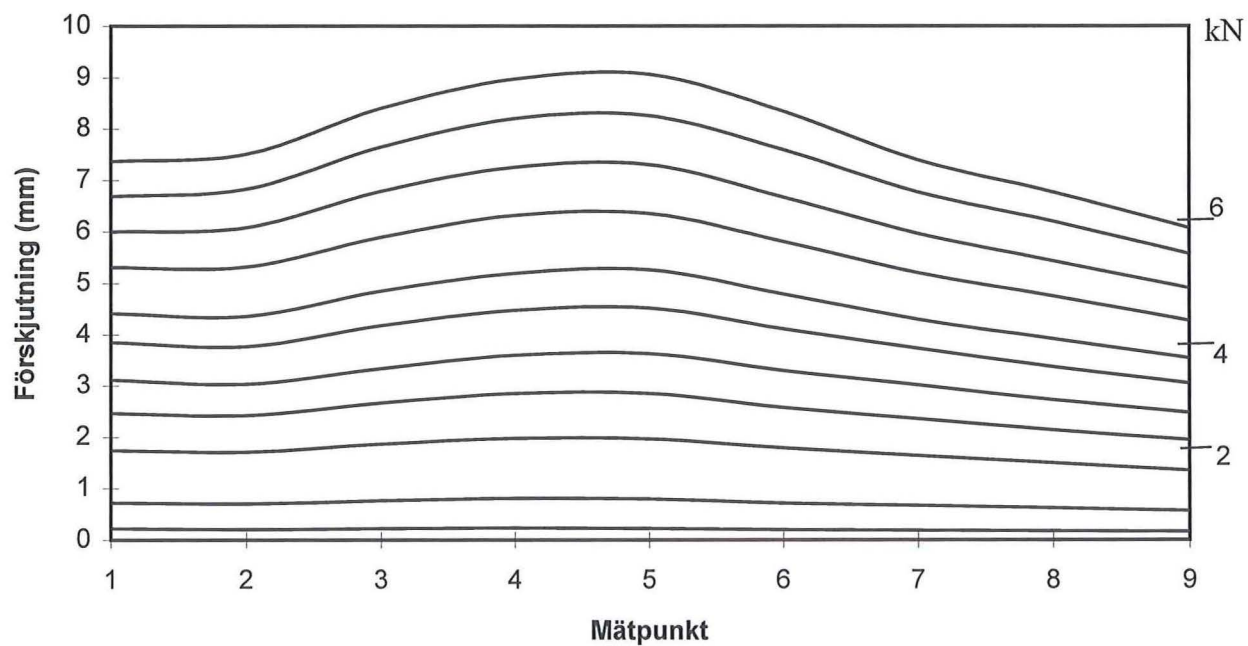
I diagrammen nedan redovisas mätningarna av hur deformationerna varierar tvärs bjälklagen när bjälklagen belastas av en punktlast på mitten. Spännvidden är 5400 mm för både det tvärsända och det spikade bjälklaget. Det tvärsända bjälklaget har c/c avståndet 600 mm mellan de tvärgående stängerna. Det bör observeras att diagrammen nedan endast visar hur deformationerna ser ut tvärs bjälklagen. Storleksordningen för det spikade och det tvärsända bjälklaget kan inte jämföras då lasthistorien ser olika ut för de båda försöken.

5.3.1 Tvärspänt bjälklag

Deformation tvärs bjälklaget



5.3.2 Spikat bjälklag



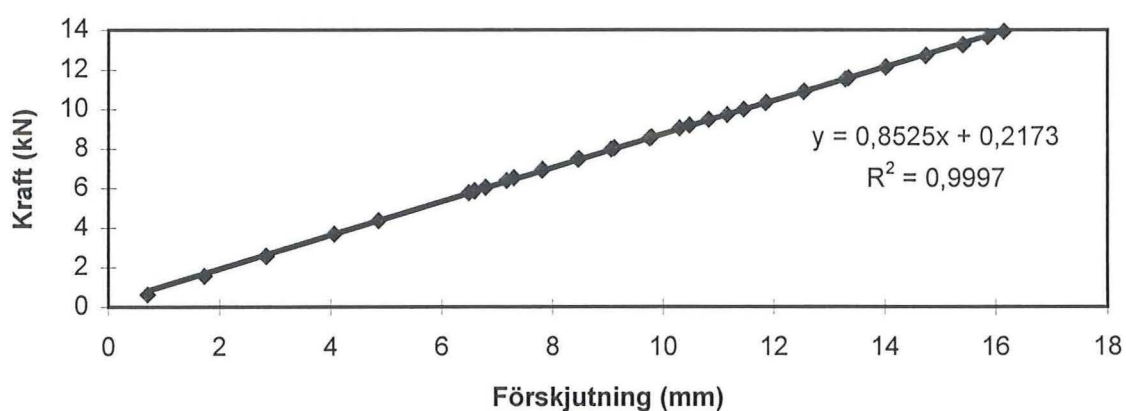
5.4 Nedböjningsmätningar

Nedböjningen för en utbredd last simulerad av tre linjelaster redovisas nedan.

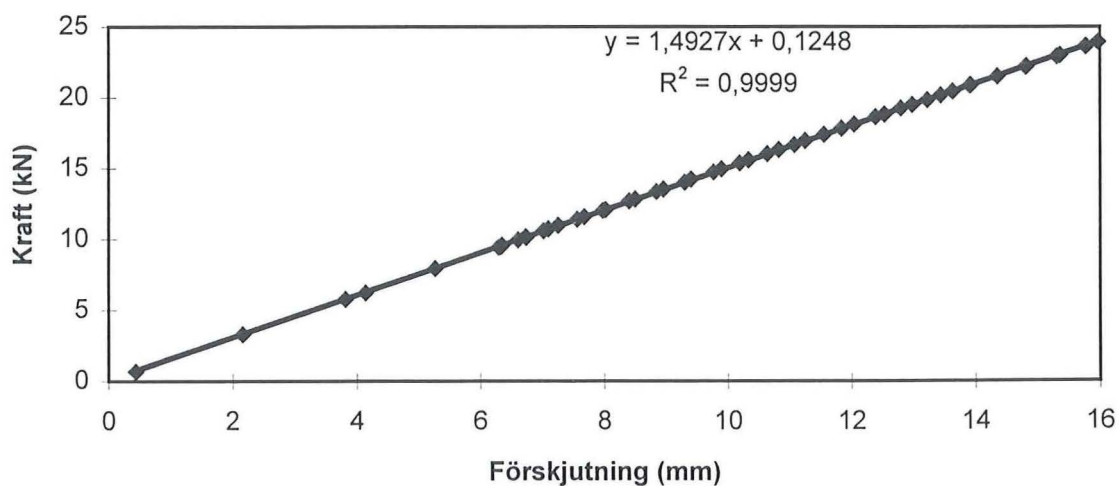
5.4.1 Tvärspänt bjälklag

Nedböjningarna i bruksstadiet kontrollerades endast med c/c avståndet 600 mm, mellan de tvärgående stängerna.

Spännvidd 5400 mm

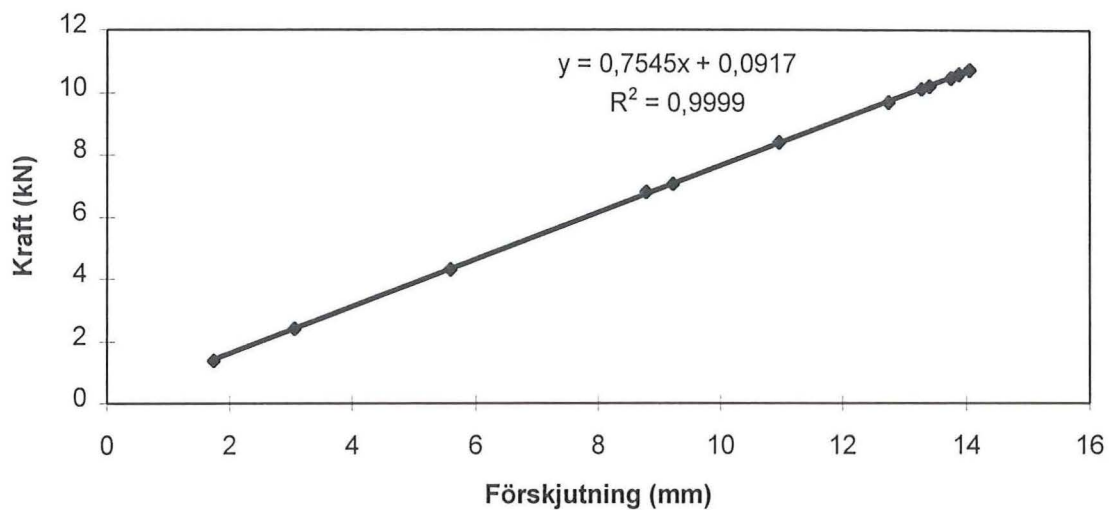


Spännvidd 6600 mm

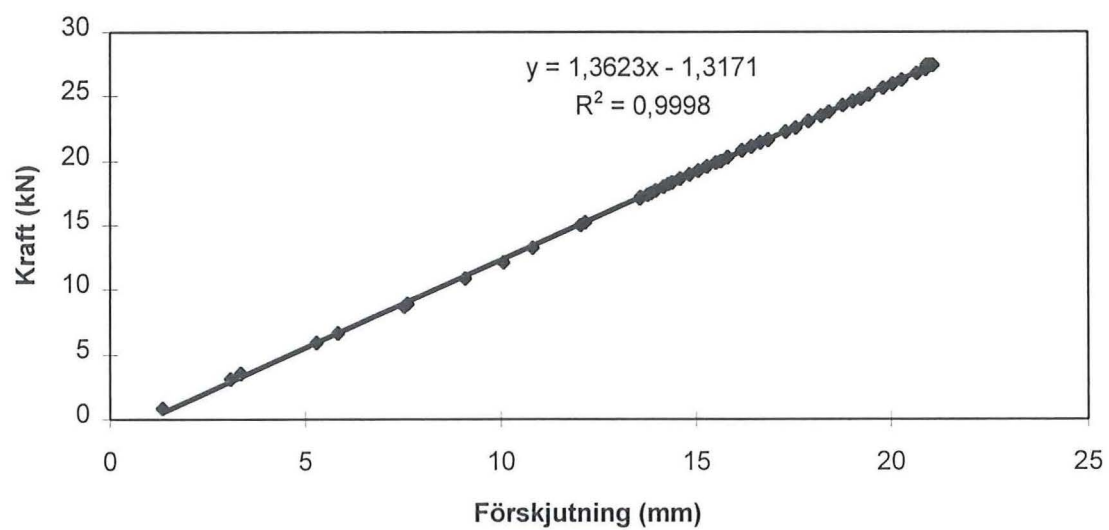


5.4.2 Spikat bjälklag

Spännvidd 5400 mm



Spännvidd 6600 mm

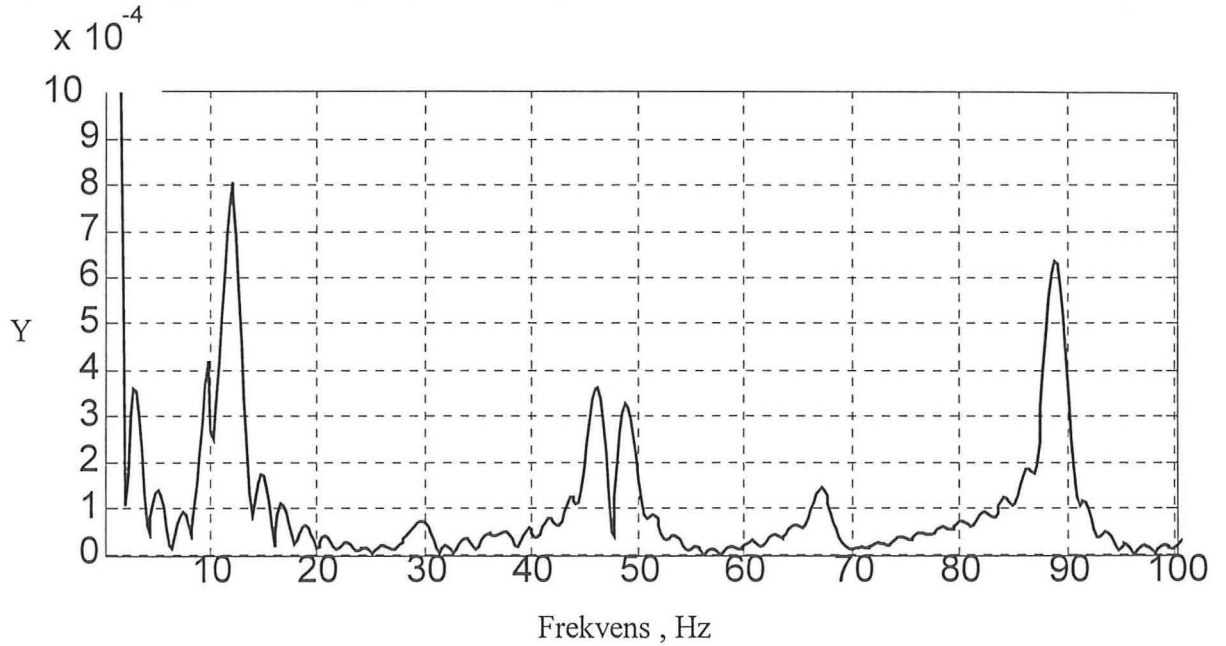


5.5 Dynamiska mätningar

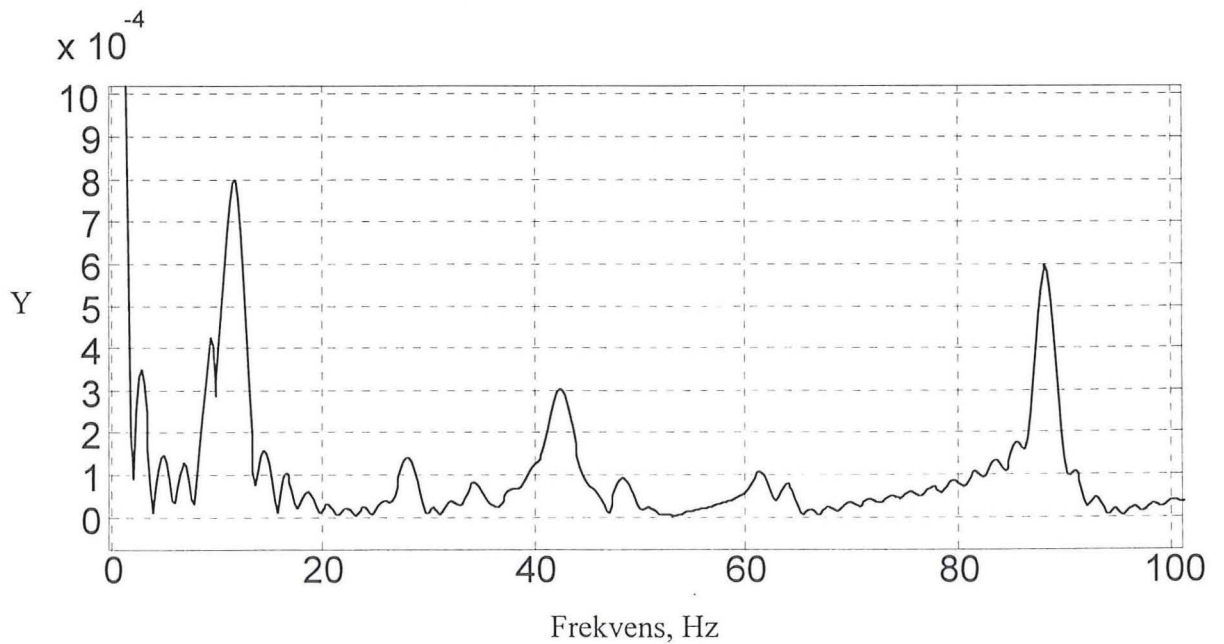
5.5.1 Mobilitetskurvor

5.5.1.1 Tvärspänt bjälklag

Spännvidden 5400 mm och c/c avståndet 600 mm.

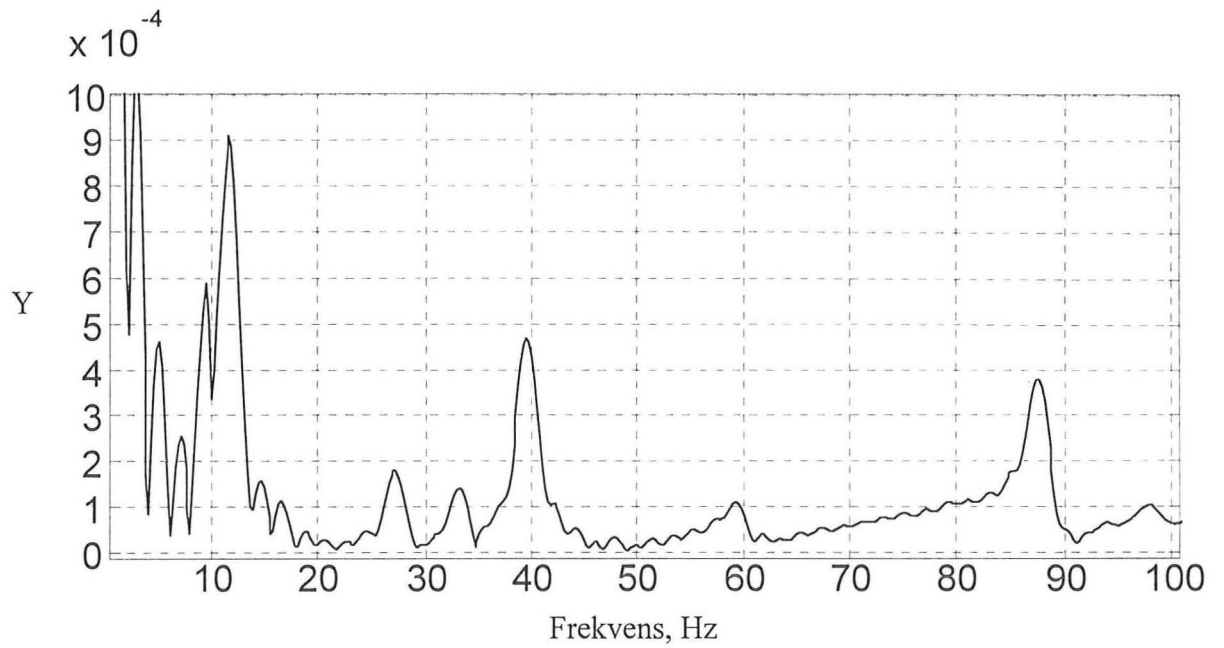


Spännvidden 5400 mm och c/c avståndet 1200 mm.

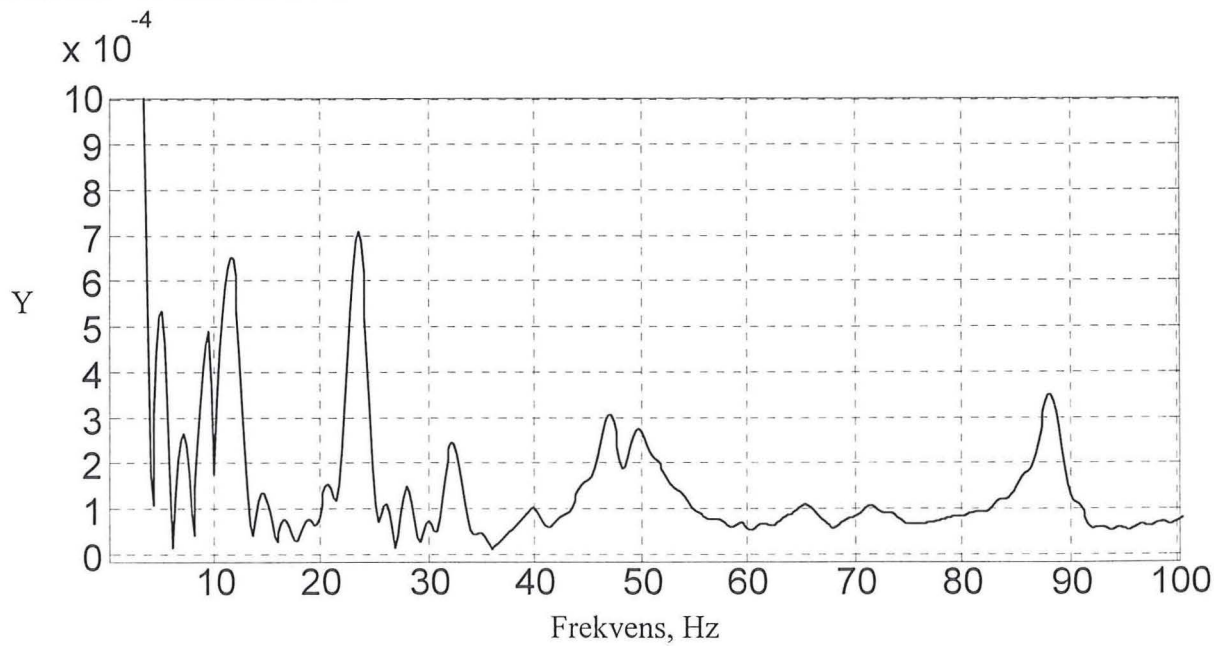


- Massiva träbjälklag -
Bilagor

Spännvidden 5400 mm och c/c avståndet 1800 mm.

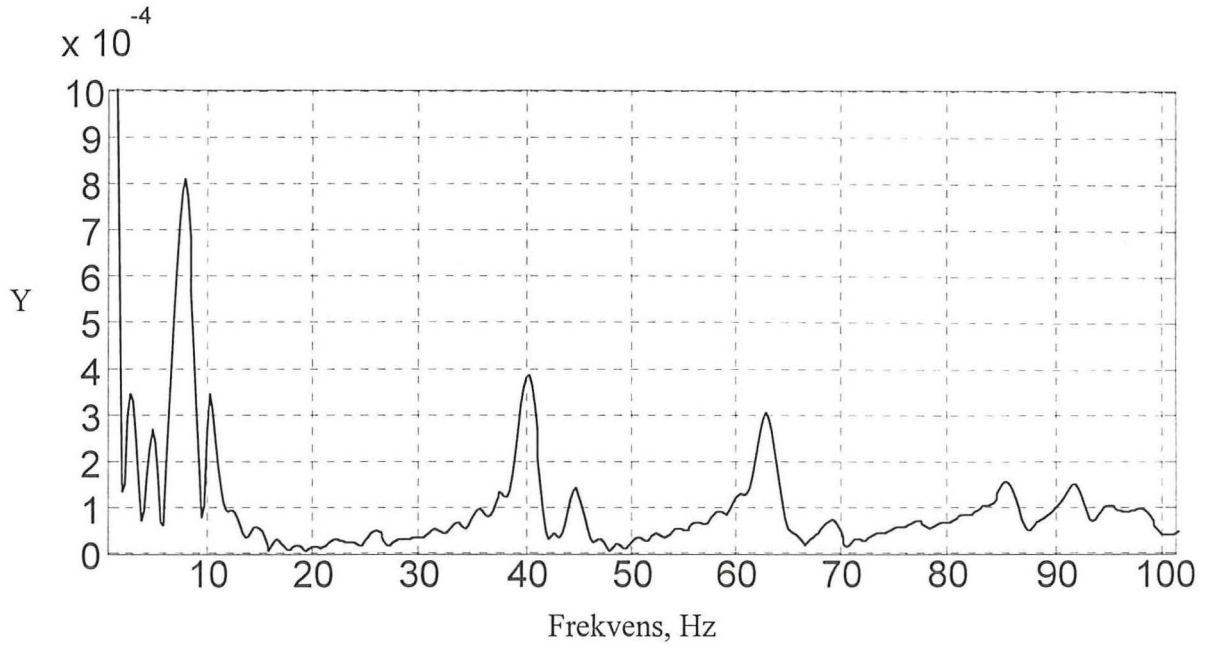


Spännvidden 5400 mm och c/c avståndet 5400 mm.

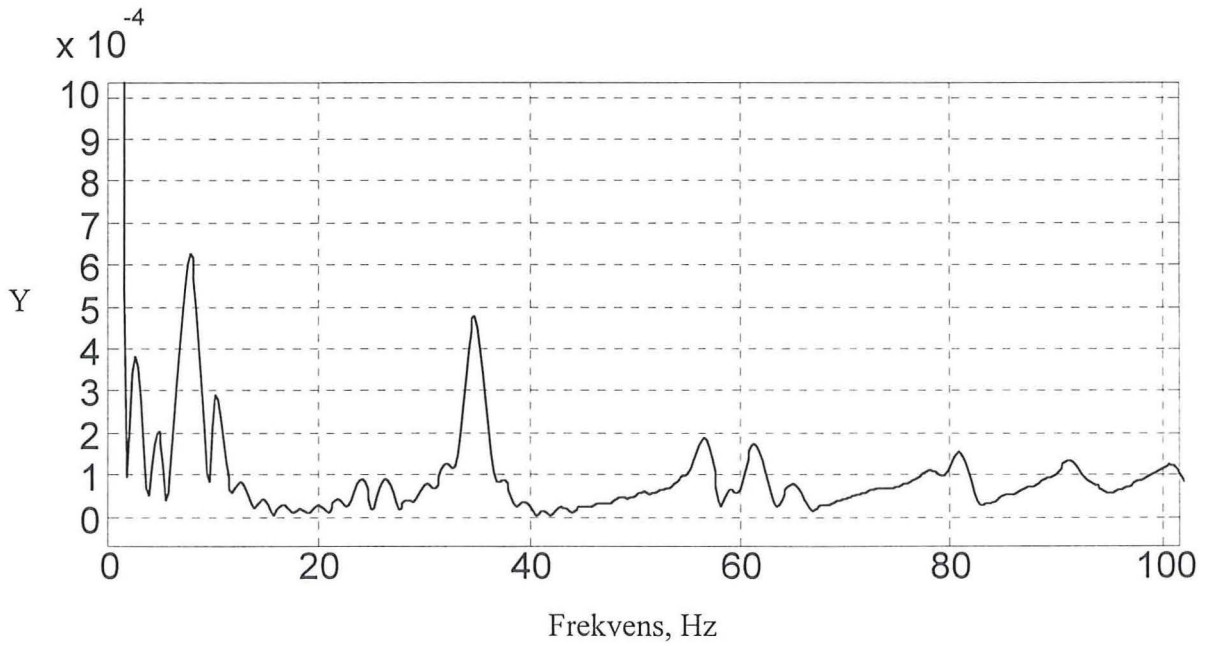


- Massiva träbjälklag -
Bilagor

Spännvidd 6600 mm c/c avstånd 600 mm.

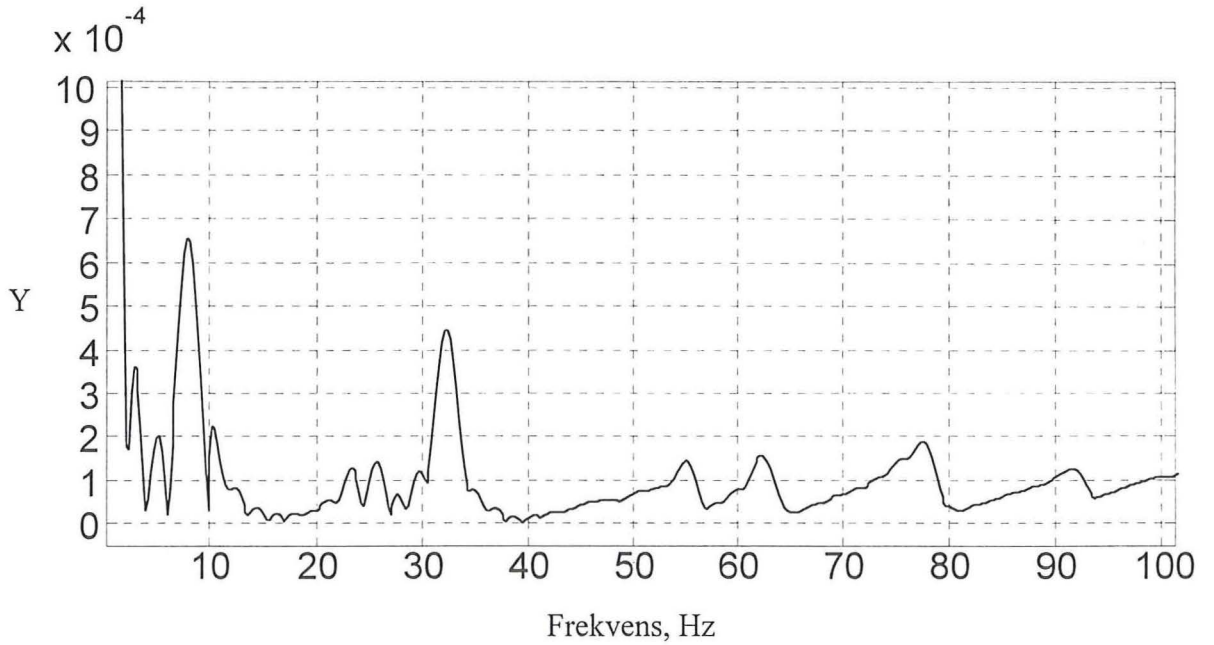


Spännvidd 6600 mm c/c avstånd 1200 mm.

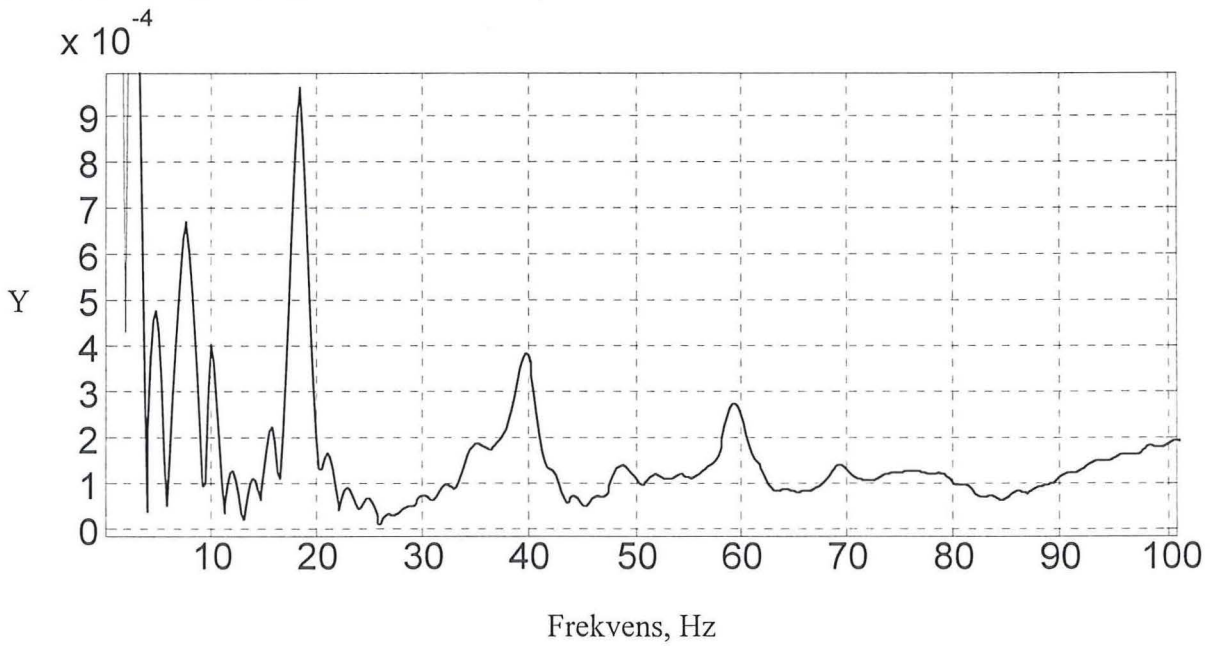


- Massiva träbjälklag -
Bilagor

Spännvidd 6600 mm c/c avstånd 1800 mm.

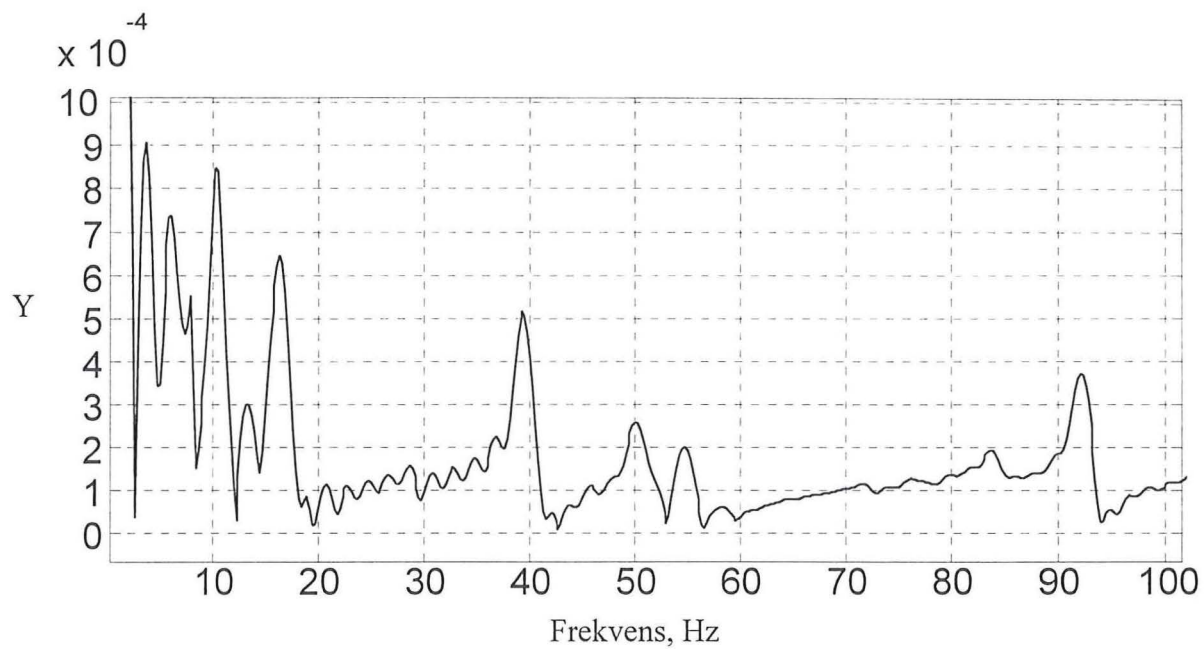


Spännvidd 6600 mm c/c avstånd 6600 mm.

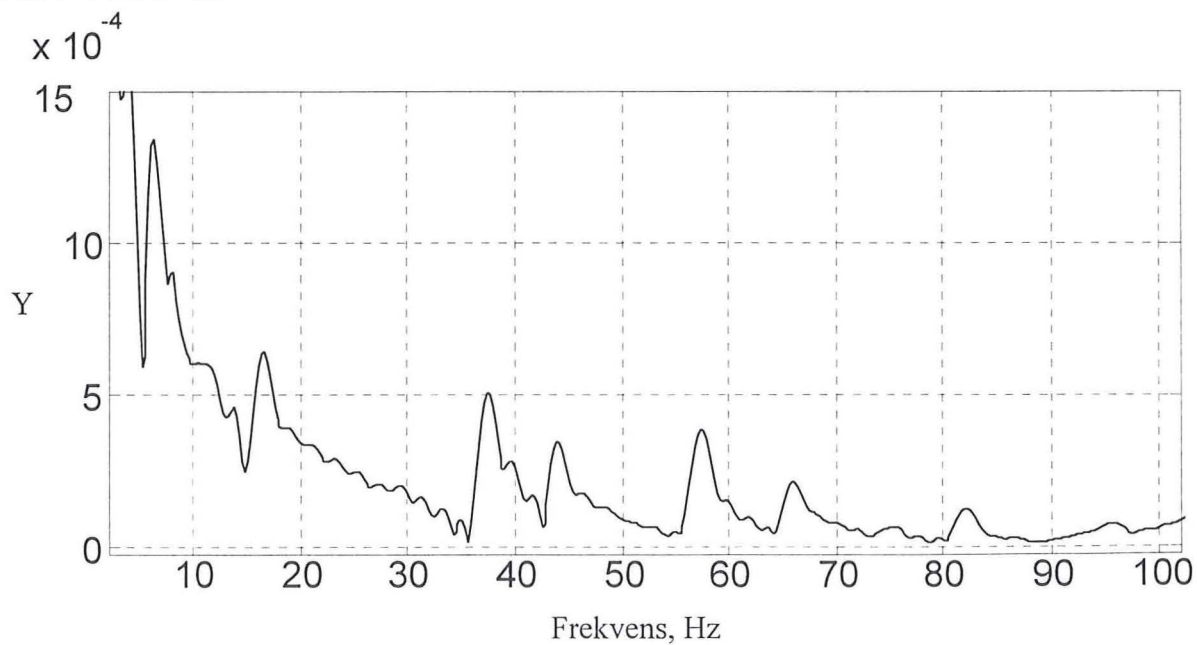


5.5.1.2 Spikat bjälklag

Spännvidden 5400 mm.



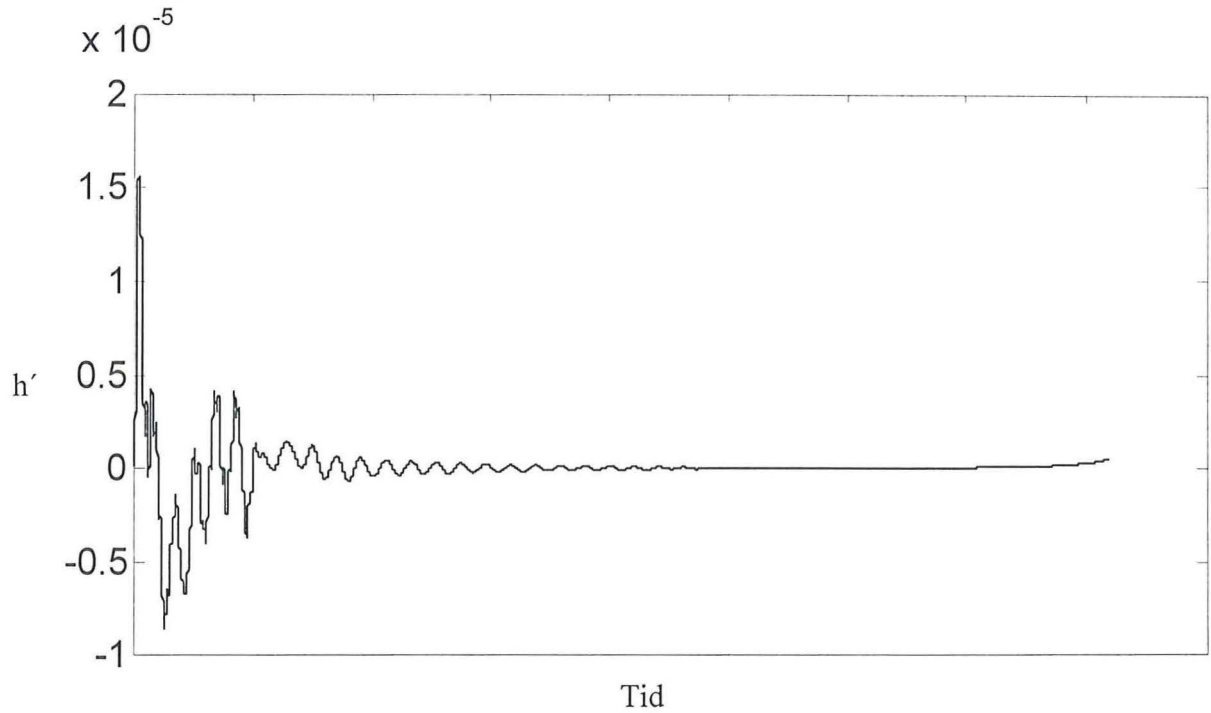
Spännvidden 6600 mm



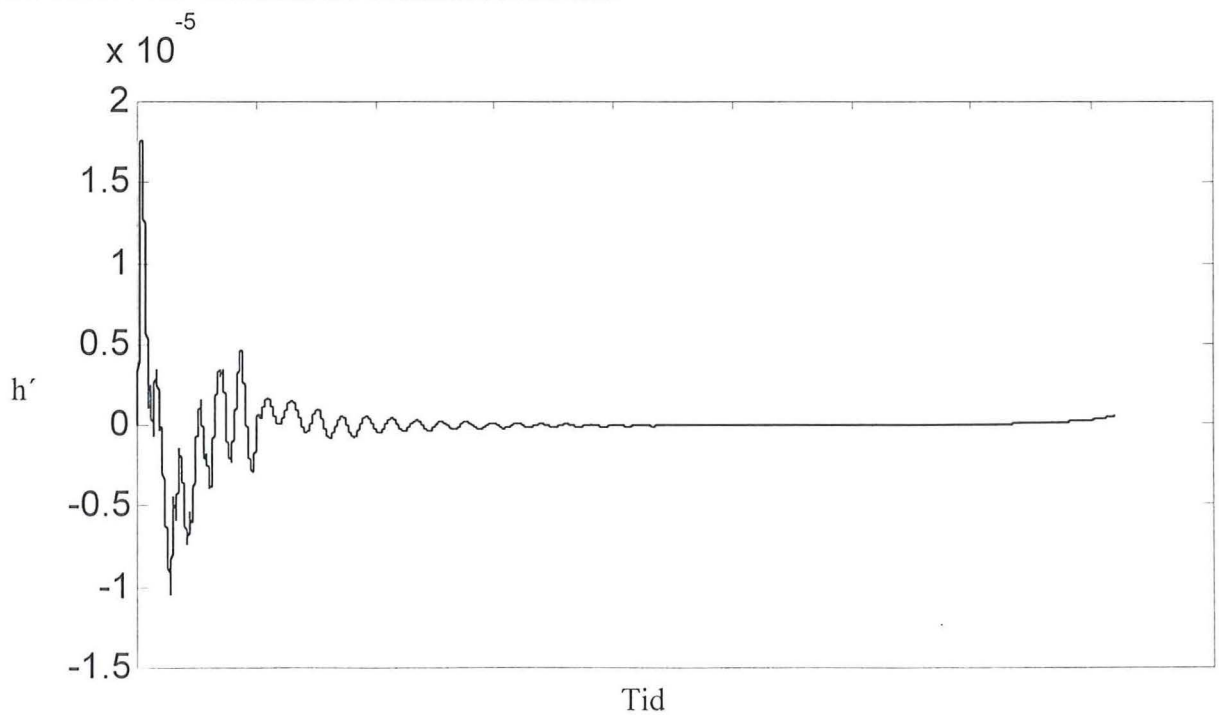
5.5.2 Impulshastighetsrespons

5.5.2.1 Tvärspänt bjälklag

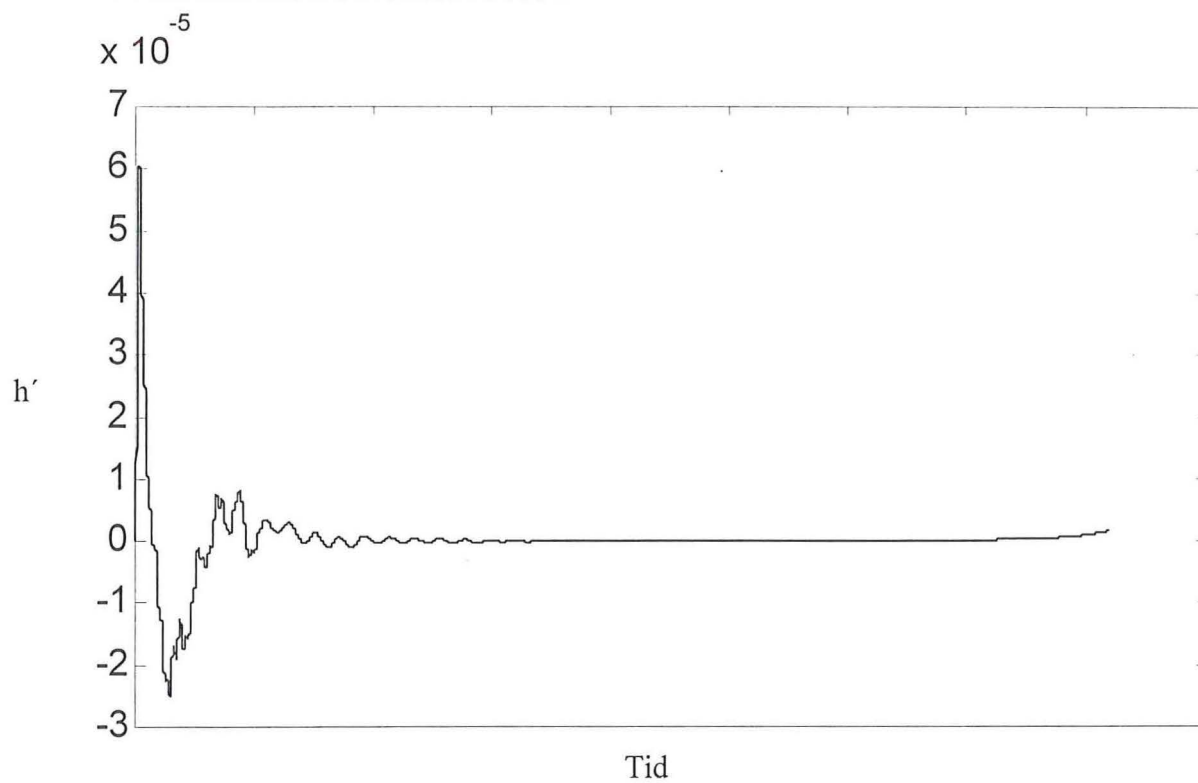
Impulshastighetsresponsen för tvärspänt bjälklag med spännvidden 5400 mm och c/c avståndet 600 mm.



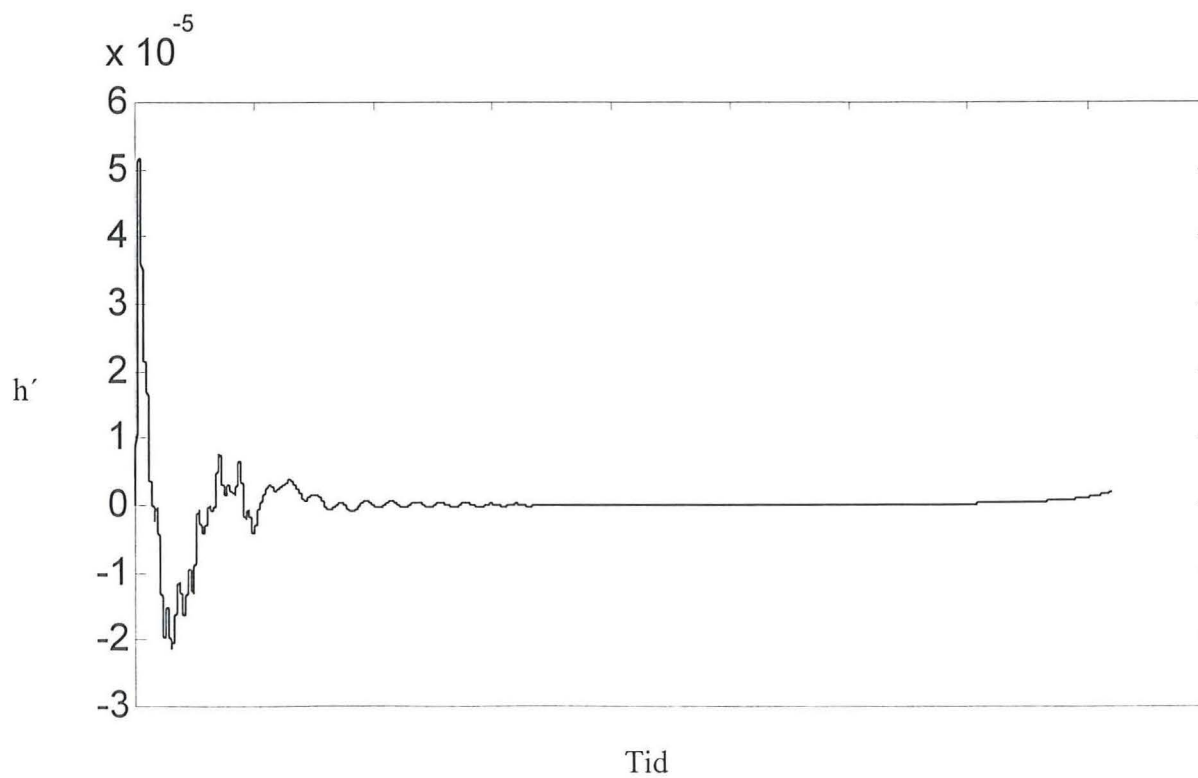
Spännvidden 5400 mm samt c/c avståndet 1200 mm



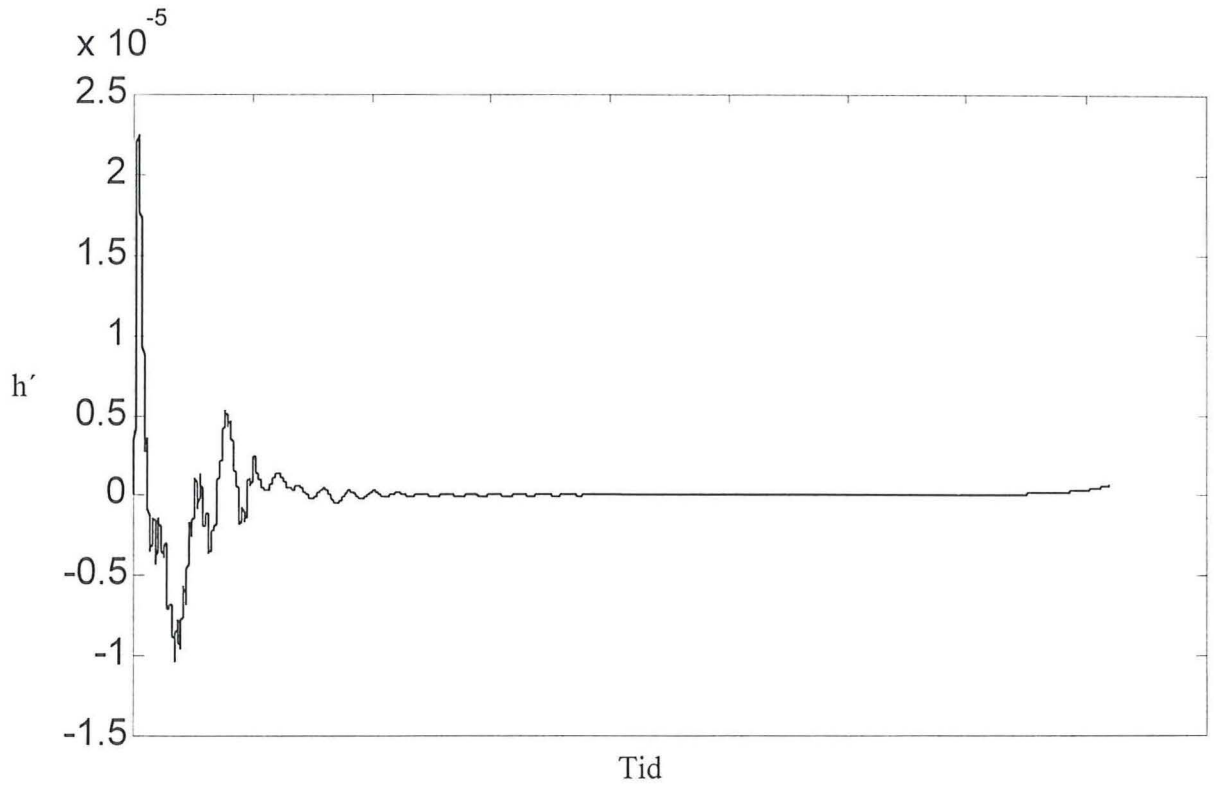
Spännvidden 5400 mm och c/c avståndet 1800 mm



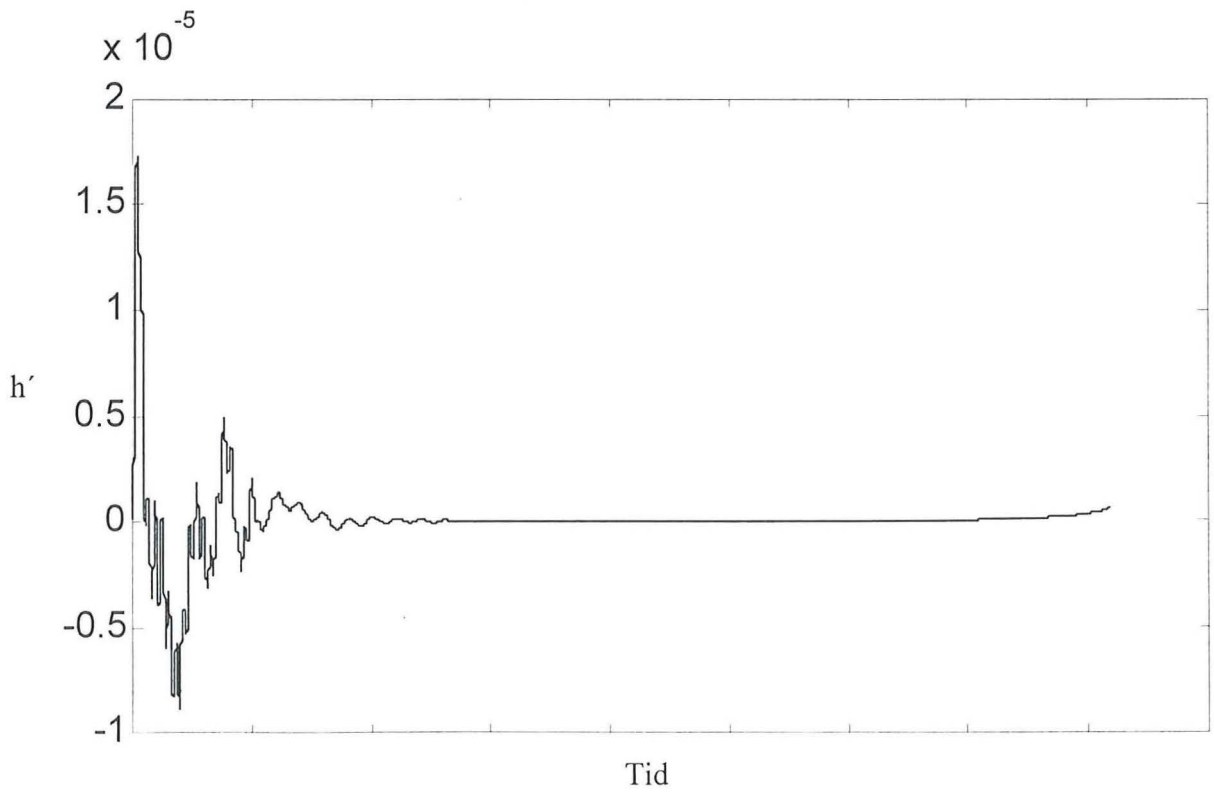
spännvidden 5400 mm och c/c avståndet 5400 mm



Spännvidden 6600 mm och c/c avståndet 600 mm

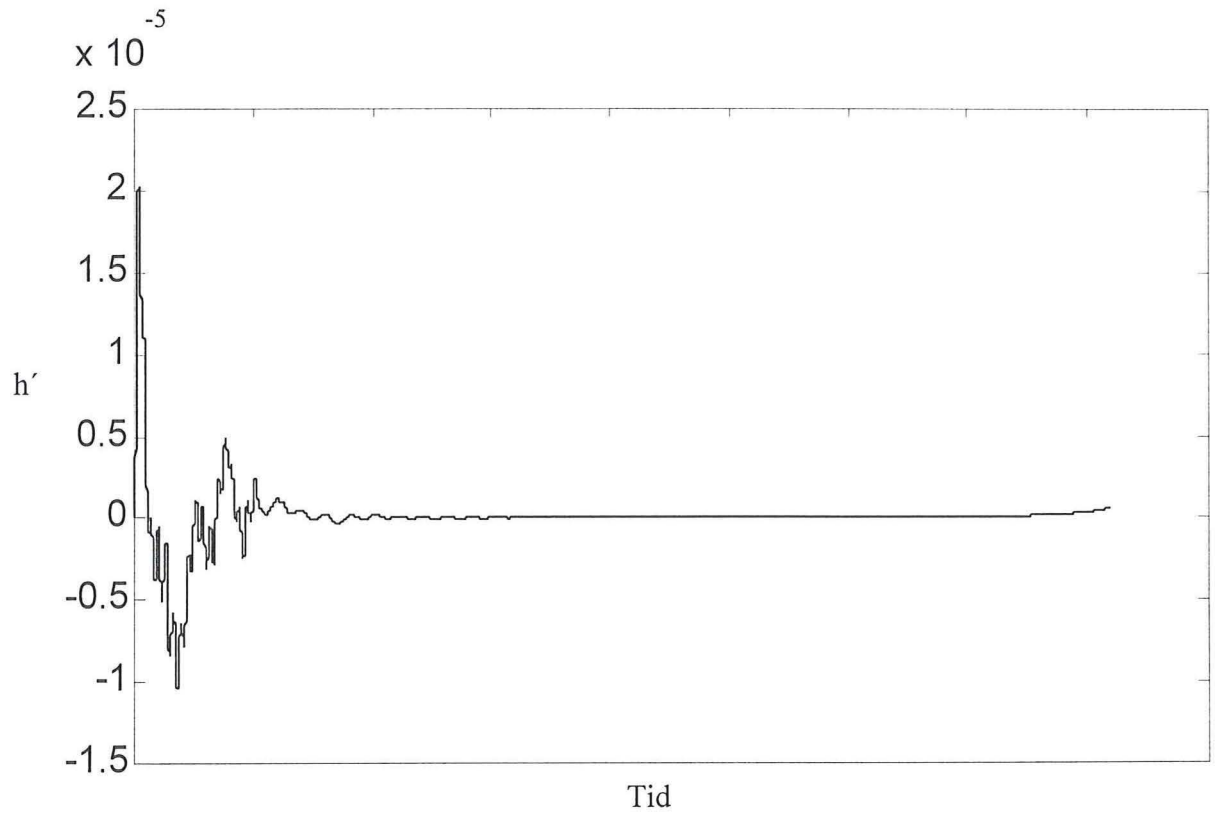


Spänvidden 6600 och c/c avståndet 1200 mm

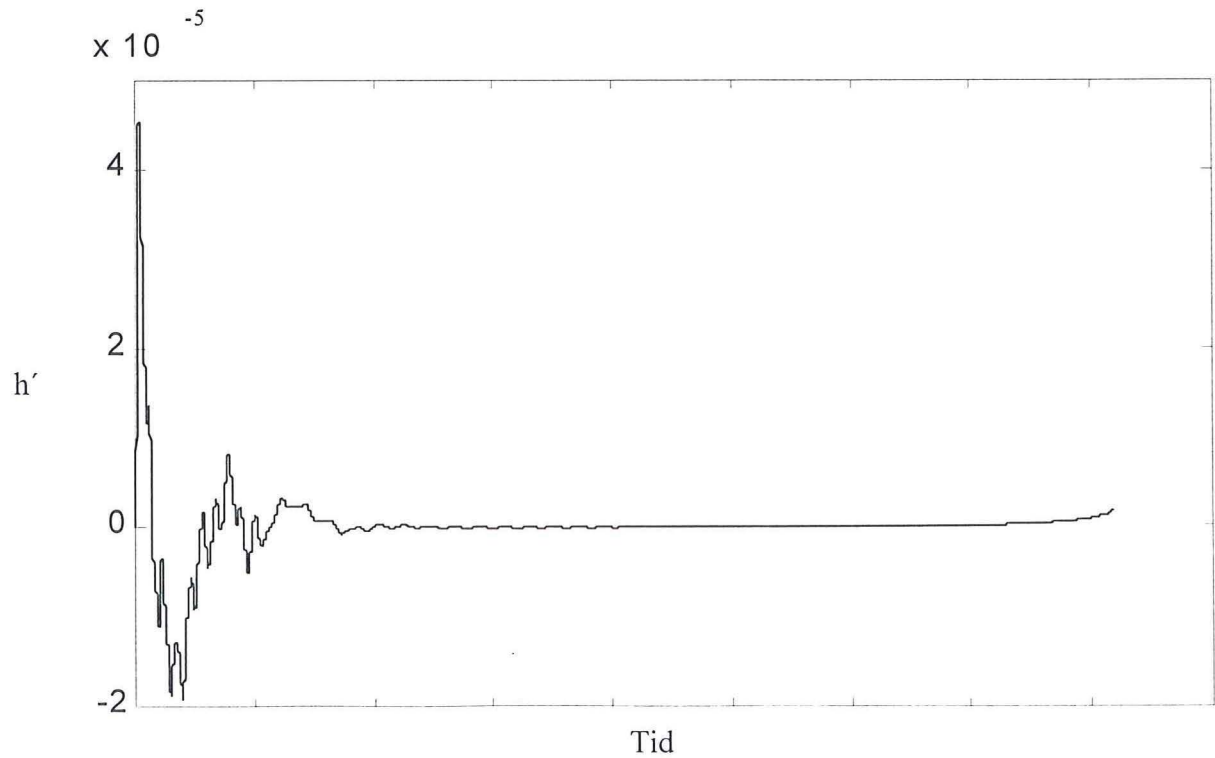


- Massiva träbjälklag -
Bilagor

Spännvidden 6600 mm och c/c avståndet 1800 mm.

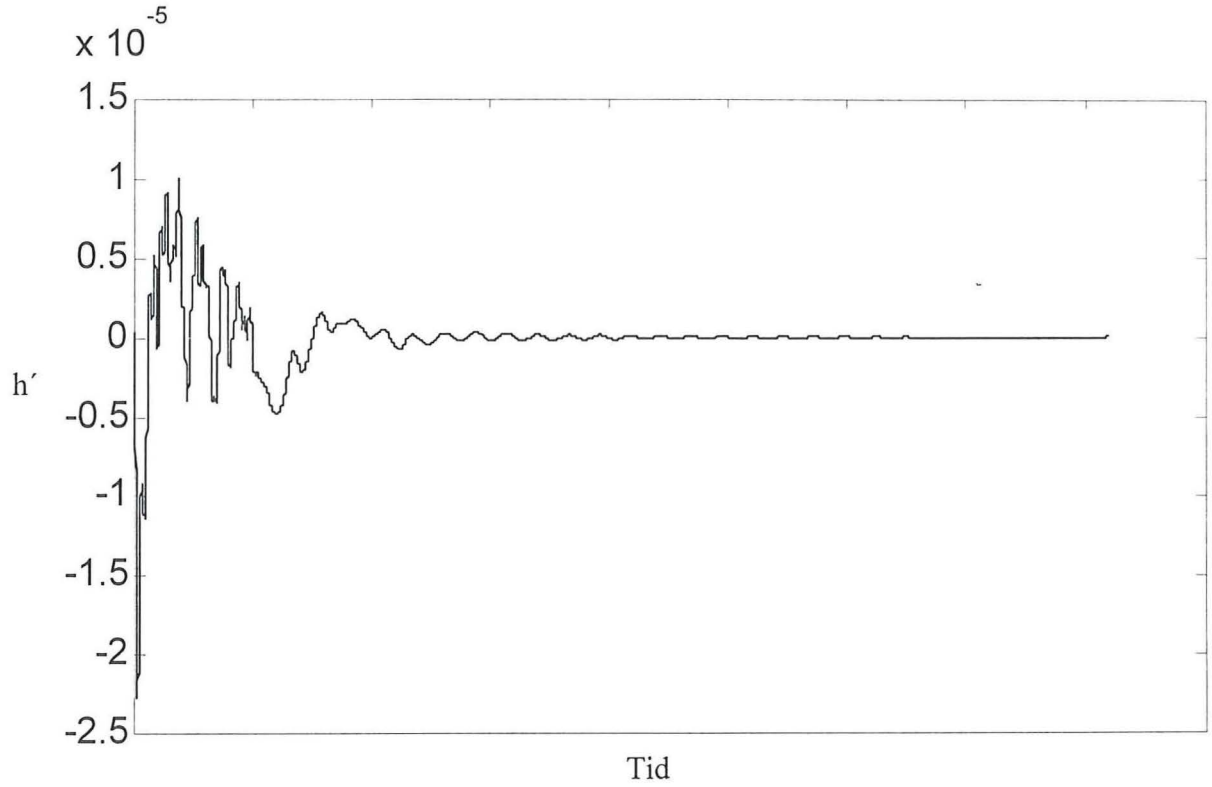


Spännvidden 6600 mm och c/c avståndet 6600 mm.

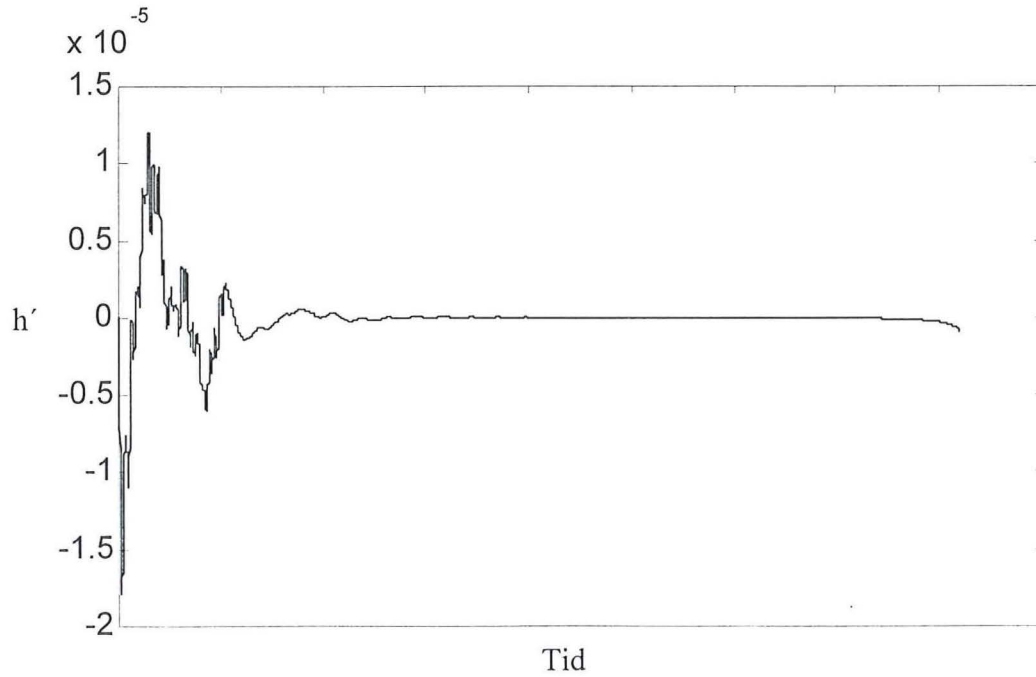


5.5.3 Spikat bjälklag

Spännvidd 5400 mm



Spännvidd 6600 mm



5.5.4 Teoretiska beräkningar av impulshastighetsresponsen

Eftersom de uppmätta impulshastighetsresponsvärdena blir så små genomgås här en teoretisk beräkning för att visa hur värdena har plockats fram. Dessutom genomgås en beräkning för en fiktiv balk.

Vid utvärdering av de dynamiska försöken har värdena bearbetats i matlab. Mobiliteten för varje bjälklag har först räknats fram som $Y = \text{accelerationen/kraften}/(-2 \cdot \pi \cdot i \cdot \text{freq})$, där freq är en vektor som innehåller alla frekvenser. Mobiliteten har sedan behandlats med hjälp av ett filter för att endast få med de värden som ligger i området 2-40 Hz. För att bestämma dämpningen har mobilitetskurvorna anpassats med en Spline funktion för att minska fel på grund av dålig upplösning i frekvensplanet. Anpassningen av mobilitetskurvorna har gjorts med följande matlab funktion.

```
slask=find(freq>a & freq<b);  
antal=freq(slask(1)):0.01:freq(max(slask));  
Yny=spline(freq(slask),Y(slask),antal);  
plot(antal,abs(Yny));
```

Där a och b är mellan vilka frekvenser som Spline funktionen ska genomföras.

Därefter har en inversfouriertransform genomförts. Funktionen som genomför denna beräkning i matlab är skriven av Jonas Brunskog och har utseendet enligt nedan.

```
function [xt,xfout]=invfftny(xp,b,a)  
  
xp=xp.';  
n=length(xp);  
xn=fliplr(xp);  
xf=[xp conj(xn(1:n-1))];% Negativa frekvenser medtages  
if nargin == 1 % ger konstanter till filtrering  
    a=[1 -5.75910201129450 13.82577138526276 -17.71017118727324...  
        12.76692740073748 -4.91091659037578 0.78749100338157];  
    b=1e-3*[0.18940083032670 -0.000000000000355 -0.56820249096212 -  
        0.00000000003553...  
        0.56820249101897 -0.00000000001954 -0.18940083032315];  
end;  
  
xtprim=ifft(xf);  
xt=filter(b,a,xtprim)*2;  
if nargin ==2  
    xfout=fft(xt);  
end
```

För att verifiera de uppmätta värdena som ligger oerhört lågt görs dessutom en teoretisk beräkning på en ändlig balk. Beräkningen har gjorts med hjälp av Jonas Brunskog.

Vibrationshastigheten i frekvensplanet för en ändlig balk är enligt *Cremer-Heckl* [1988]

$$v(x) = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\varphi_n(x)}{\Lambda_n \cdot (\omega_n^2 \cdot (1 + i\eta) - \omega^2)} \int_L i\omega p(x) \cdot \varphi_n(x) dx$$

där φ_n är modformen, p det applicerade trycket, η dämpningen och Λ_n en norm:

$$\Lambda_n = \int_L m' \varphi_n^2(x) dx$$

Balken är belastad av en punktlast, som kan beskrivas med:

$$\begin{aligned} p(x) &= F \cdot \delta(x - x_0) \\ \Rightarrow \\ \int_L i\omega p(x) \cdot \varphi_n(x) dx &= \int_L i\omega F \cdot \delta(x - x_0) \cdot \varphi_n(x) dx = i\omega F \cdot \varphi_n(x_0) \end{aligned}$$

Ansätt nu:

$$\varphi_n(x) = \sin\left(\frac{\pi n}{l} x\right)$$

Vilket ger att:

$$\Lambda_n = \int_L m' \varphi_n^2(x) dx = \int_L m' \sin^2\left(\frac{\pi n}{l} x\right) dx = m' \left[\frac{x}{2} - \frac{\sin\left(\frac{2\pi n}{l} x\right)}{\frac{4n\pi}{l}} \right]_0^l = m' \frac{l}{2}$$

Alltså:

$$\begin{aligned} v(x) &= \frac{2}{m'l} i\omega F \cdot \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\varphi_n(x)}{(\omega_n^2 \cdot (1 + i\eta) - \omega^2)} \varphi_n(x_0) \\ \Rightarrow \\ \frac{v(x)}{F} &= i\omega \frac{2}{m'l} \cdot \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\varphi_n(x)}{(\omega_n^2 \cdot (1 + i\eta) - \omega^2)} \varphi_n(x_0) \\ Y = \frac{v(x_0)}{F} &= i\omega \frac{2}{m'l} \cdot \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\varphi_n(x_0)^2}{(\omega_n^2 \cdot (1 + i\eta) - \omega^2)} \end{aligned}$$

Om kraften appliceras mitt på balken, så är $X_0=l/2$. Om vi vidare introducerar vår modansats, så har vi mobiliteten i angreppspunkten:

$$Y = \frac{v(l/2)}{F} = i\omega \frac{2}{m'l} \cdot \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\sin^2\left(\frac{\pi n}{2}\right)}{(\omega_n^2 \cdot (1 + i\eta) - \omega^2)}$$

Vidare är egenfrekvenserna givna av:

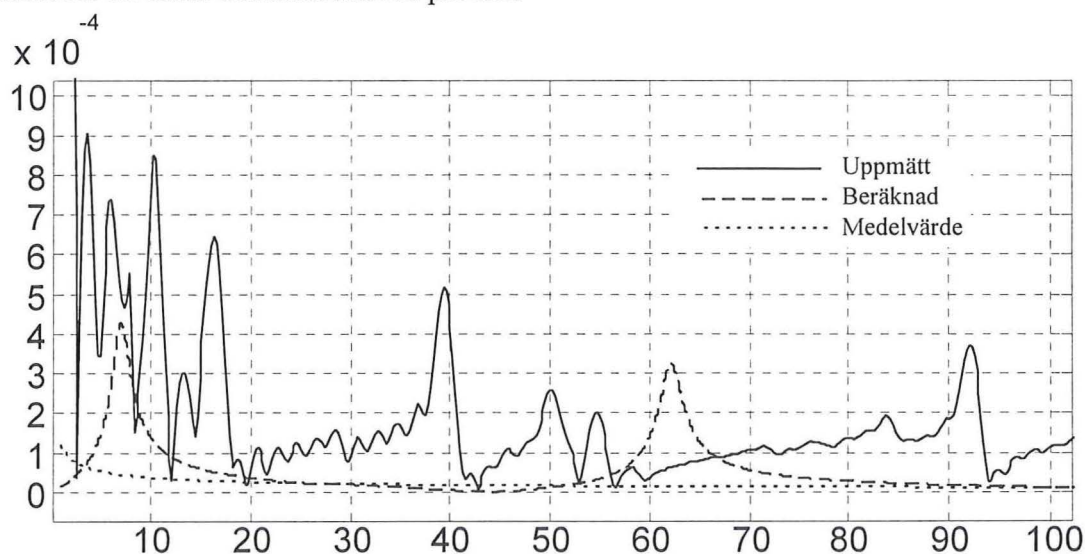
$$\omega_n = \sqrt{\frac{EI}{m'}} \cdot \frac{n^2}{l^2}$$

Mobiliteten för en oändlig balk ges enligt Creml - Heckl [1988]:

$$Y = \frac{1}{2\rho S \cdot c_b(1+i)} = \frac{1}{2m' \cdot \sqrt[4]{\frac{EI}{m'}} \cdot \sqrt{\omega} \cdot (1+i)} = \frac{(1-i)}{4m' \cdot \sqrt[4]{\frac{EI}{m'}} \cdot \sqrt{\omega}}$$

där ρ är densiteten, S tvärsnittsarean och c_b är böjvågshastigheten.

Mobiliteterna för de olika balkarna kan nu plottas:



I figuren ovan syns det att storleksordningen på den teoretiska balkens mobilitet och det verkliga bjälklagets mobilitet ligger i samma tiopotens. Alltså är mätningarna trovärdiga. Den oändliga balkens mobilitet ska motsvara medelvärdet för de andra två kurvorna. Även här syns det att storleksordningen är riktig. Beräkningarna av de teoretiska mobiliteterna har gjorts med följande matlab sekvens:

```
freq=[1:0.05:200];
w=freq*2*pi;
m=76.5;
E=10.24e9;% tvärspänt bjälklag
I=4.094e-4;
L=5.4;
n=[1:10];% antal egenfrekvenser
wn=sqrt(E*I/m)*n.^2/L;
ng=[0.26 0.16 0.036 0.036 0.036 0.036 0.036 0.036 0.036 0.036]; %dämpningen
[W,Ng]=meshgrid(w,ng);
[W,Wn]=meshgrid(w,wn);
[W,N]=meshgrid(w,n);
d=i*Wn.^2.*Ng;
R=sum(sin(pi*N/L*(L/2.111)).^2./(Wn.^2-W.^2-d));% mobiliteten
Yteo=-i*w^2/m/L.*R;% mobiliteten för oändlig balk
Yinf=1./(2*m*(E*I/m)^0.25*sqrt(w)*(1+i));
```

5.6 Uppmätta fuktkvoter i reglarna

Fuktkvoten i reglarna mättes innan försökserierna inleddes, det vill säga 25 /9-97.

Regel nummer :	Fuktkvot (%)
1	12,5
2	14,8
3	13,3
4	15,6
5	13,6
6	14,3
7	13,7
8	13,9
9	13,6
10	14,2
11	13,9
12	13,5
13	13,4
14	14,2
15	14,0
16	13,9
17	14,3
18	13,9
19	13,6
20	13,9
21	13,8
22	13,6
23	14,2
Medel	13,9

6. Ekonomiska beräkningar

Priser enligt sektionsfakta 96/97

Arbete	102 Kr/h
Virke (inkl. Hyvling exkl. frakt)	1600 Kr/m ³ (Pris av Södra Timber)
Omkostnadspålägg	231 %

Wälludden

Material	Pris (Mtrl.) /m ²	Tid	Arbete
2x13 Gips	51,00	0,26	26,52
Plåt trp 45 t=0,45	57,95	0,16	16,32
Kerto balk 45x300	112,50	0,27	27,54
Packad stenull 315 mm	46,10	0,14	14,28
25 Gyproc akustikprofil c 400	34,58	0,20	20,40
2x13 Gips	34,40	0,36	36,72
SUMMA	227,58	1,39	141,78

Totalpris 696,87 Kr/m²

Massivbjälklag (spikat)

Material	Pris (Mtrl.) /m ²	Tid	Arbete
22 Golvspånskiva	45,35	0,22	22,44
25x25 Läkt c/c 300	7,33	0,04	4,08
45x170 Träbjälklag	272,00	0,20	20,40
13 Gips	17,20	0,18	18,36
SUMMA	341,88	0,64	65,28

Tiden för hopspikning av bjälklaget antagen till 0,2 h. Enligt Per Gustavsson på NCC i Skellefteå. Tiden är dock endast ungefärlig.

Totalpris 557,96 Kr/m²

Massivbjälklag (spikat, inkl. Akustikregel)

Material	Pris (Mtrl.) /m ²	Tid	Arbete
22 Golvspånskiva	45,35	0,22	22,44
25x25 Läkt c/c 300	7,33	0,04	4,08
45x170 Träbjälklag	272,00	0,20	20,40
25 Gyproc akustikprofil	34,58	0,20	20,40
13 Gips	17,20	0,18	18,36
SUMMA	376,46	0,84	85,68

Totalpris 660,06 Kr/m²