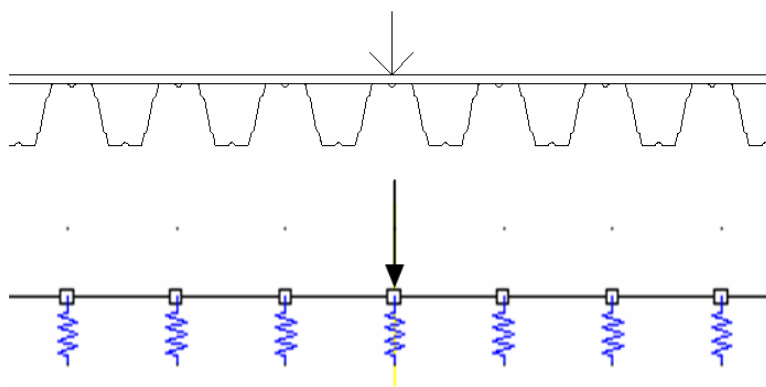


Analys av ett Lätt Stålbjälklag: Svikt, Vibrationer och Nedböjning



Tobias Lennartsson

Avdelningen för Konstruktionsteknik
Lunds Tekniska Högskola
Lund Universitet, 2007

Avdelningen för Konstruktionsteknik
Lunds Tekniska Högskola
Box 118
221 00 LUND

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

Analys av ett lätt stålbjälklag: Svikt, vibrationer och nedböjning

Analysis of a lightweight steel floor structure: Vibration and deformation

Tobias Lennartsson

2007

Abstract

This Masters Thesis' purpose is to evaluate a number of methods used for dimensioning in order to avoid unwanted sway and vibrations in a light weight steel floor structure. The design methods studied in this report are done by Ohlsson, Hu, Onysko, Talja and ISO (no calculations or measurements are made for ISO). The study shows that there is no big difference in the longest span allowed by the studied methods, with the exception of Ohlsson and Talja. Ohlsson's Method allows the longest and Talja's the shortest span. Since there is no big difference between the design methods, dimensioning can be done due to the deflection by a 1 kN point load. The deflection by a point load is hard to estimate and therefore a model is set up to understand how the load is spread in the slab. The model seems to have relative good accuracy for longer spans but underestimates the deflection for shorter spans.

Rapport TVBK-5146
ISSN 0349-4969
ISRN: LUTVDG/TVBK-07/5146+96p

Examensarbete
Handledare: Sven Thelandersson
Februari 2007

Förord

Jag vill rikta ett tack till flera personer och företag som hjälpt till under mitt arbete: Min handledare prof. Sven Thelandersson för sitt engagemang, Per-Olof Rosenqvist och Robert Månsson för hjälp i labbet och Martin Häglund för hjälp med Matlabkoden.

Gasell som bidragit med plåten samt Koskisen som bidragit med plywooden. Joakim Widman vid SBI som hjälpt till med litteratur och tips.

Jag vill även framförallt tacka EAB som sponsrat examensarbetet samt Johan Martinsson och Gösta Vesterlund för all hjälp och deras stora engagemang under arbetet

Sist men inte minst ett stort tack till Jonas Brunskog vid DTU för all hjälp med databehandlingen från de dynamiska mätningarna och alla värdefulla kommentarer som lämnats under arbetets gång. Jag vill även tacka alla andra som på något sätt hjälpt till med arbetet.

Sammanfattning

EAB AB bygger lätta bjälklag av högprofilerad plåt och plywood. Idag saknas dock regler för när ett lätt bjälklag klassas som acceptabelt med hänsyn till svikt och vibrationer. I BKR anges att nedböjningen av en enskild bjälke inte bör överstiga 1.5 mm och vidare ges rådet att följa Boverkets handbok. Denna handbok bygger på Ohlssons metod som dock visat sig ha dålig korrelation till hur bjälklagen upplevs. Gyproc ger i sin handbok ett antal råd för bjälklag med liknande uppbyggnad, exempelvis att inte ha längre spännvidd än 4 m. Detta examensarbete görs för att öka kunskapen om bjälklagets dynamiska egenskaper och de olika dimensioneringsmetoder som finns att tillgå. Arbetet syftar till att välja ut den dimensioneringsmetod som lämpar sig bäst för de aktuella bjälklagen.

Det aktuella bjälklaget kan göras i en mängd olika utföranden. Både plåten och plywooden finns i ett flertal tjocklekar. I detta arbete studeras en tjocklek på plywood och tre plåttjocklekar. Beräkningar görs på alla tre medan mätningar endast görs på två. Försöken utförs huvudsakligen med bjälklaget upplagt i ett fack men ett försök utförs med bjälklaget upplagt kontinuerligt i två fack.

Det är svårt att på ett enkelt sätt uppskatta nedböjningen av en punktlast vid denna typ av bjälklag. Nedböjning av en 1kN punktlast är en vanlig faktor vid dimensionering för svikt och vibrationer. För att få en bättre uppfattning om nedböjningen används en fjädermodell som ställs upp i programmet Ramanalys. Den nedböjning som fås ur modellen jämförs sedan med uppmätta värden. Det visar sig då att modellen fungerar relativt bra för längre spännvidder men underskattar nedböjningen vid kortare spännvidder. För att få mer rättvisande värden kan modellen justeras för kortare spännvidder.

De dimensioneringsmetoder mot svikt och vibrationer som diskuteras är Onysko, Hu, Talja, Ohlsson (BKR) och ISO. Alla dessa kriterier med undantag för ISO analyseras och utvärderas genom beräkning och mätningar. Det visar sig att det är skillnaden mellan i resultat från de olika dimensioneringsmetoderna är relativt liten med undantag för Taljas kriterier. Jämförelsen görs främst genom att studera den längsta spännvidd som de olika metoderna tillåter.

Ohlssons metod tillåter något längre spännvidd än övriga. Onysko, Hu och punktlastkriteriet i BKR ger ungefär samma maximala spännvidd. Dock tillåter Hu något längre spännvidd för det vekaste bjälklaget samtidigt som kriteriet ger något kortare spännvidd för bjälklaget med störst styvhet. Taljas punktlastkriterium är mer restriktivt och tillåter inte lika stora nedböjningar som övriga kriterier. Resultatet av beräkningar och mätningar pekar på att det är fullt tillräckligt att ansätta ett punktlastkriterium för dimensionering mot svikt och vibrationer för de aktuella bjälklagen. De pekar även på att Taljas kriterium är det som stämmer bäst med försökspersonernas uppfattning.

Vid användning av ett punktlastkriterium som dimensioneringsmetod mot svikt och vibrationer måste ett lämpligt gränsvärde väljas. Som utgångspunkt kan Taljas kriterier med olika klasser väljas. För andra användningsområden till exempel lager kan ytterligare klasser adderas. Den maximala nedböjningen bör väljas med aktuellt användningsområde som utgångspunkt.

För tunnplåtskonstruktioner används reducerade tvärsnitt vid beräkningen av styvhetsvärden för att ta hänsyn till risken för buckling. Mätning av böjstyvheten hos en tunnplåtskonstruktion går därför inte på ett enkelt sätt att utföra med samma metod som för trä. Från mätningarna kan dock konstateras att ingen eller endast mycket liten samverkan finns mellan plåt och plywood.

1	<i>Inledning och bakgrund</i>	1
1.1	Problemställning.....	1
1.2	Syfte.....	1
1.3	Avgränsningar	2
1.4	Bjälklagets uppbyggnad	2
1.5	Förkortningar och förklaringar	3
2	<i>Metod och Teori</i>	5
2.1	Bjälklagets styvhet.....	5
2.2	Bjälklagens egenfrekvens	7
2.3	Mobilitet	8
2.4	Dimensionering mot svikt och vibrationer	10
2.5	Förbättringar av bjälklag mht svikt och vibrationer	20
2.6	Subjektiv utvärdering	24
2.7	Olika faser i byggprocessen.....	27
2.8	Sammanställning över de försök som utförs	27
3	<i>Resultat</i>	31
3.1	Bjälklagens styvhet.....	31
3.2	Bjälklagens egenfrekvens	36
3.3	Mobilitet	37
3.4	Dimensionering mot svikt och vibrationer	39
3.5	Förbättringar av bjälklag mht svikt och vibrationer	49
3.6	Subjektiv utvärdering	50
4	<i>Analys</i>	59
4.1	Mobilitet och impulshastighetsrespons	59
4.2	Punktlast, Fjädermodellen	60
4.3	Dimensioneringsmetoder mht svikt och vibrationer.....	61
5	<i>Slutsatser</i>	63
6	<i>Referenser</i>	65
7	<i>Appendix A – Punktlast</i>	69
8	<i>Appendix B – Subjektiva försök</i>	81
9	<i>Appendix C – Mobilitet och impulshastighet</i>	85
10	<i>Appendix D – Matlabkod</i>	95

1 Inledning och bakgrund

EAB AB bygger lätta bjälklag som framförallt används till entresoler i lager. Bjälklaget är uppbyggt av högprofilerad plåt (takplåt) och plywood. Fördelen med bjälklaget är att det har låg vikt och är lätt att montera. I BKR finns råd för trägolv och en hänvisning till Boverkets handbok. Denna metod är relativt gammal och framtagen för trägolv med massiva bjälkar. Då inga generella regler för dimensionering mot svikt och vibrationer finns och kunskap om det aktuella bjälklagets dynamiska egenskaper saknas, görs dimensionering idag genom att vara restriktiv vad gäller långa spännvidder.

Bjälklagets respons på punktlast är en egenskap som behöver utvärderas då det är ett mått som ofta används i olika kriterier vid dimensionering mot svikt och vibrationer. Med svikt avses känslan av att golvet ger med sig då en person går på det, vibrationer kommer från en annan människa.

Både nedböjningen av punktlast och av nyttig last är beroende av den samverkan som finns i bjälklaget. Eftersom samverkan är svår att uppskatta används idag inte den positiva effekten av samverkan då nedböjningen beräknas.

1.1 Problemställning

Idag saknas regler för dimensionering mot svikt och vibrationer. En litteraturstudie om vilka dimensioneringsmetoder för svikt och vibrationer som finns idag görs. De aktuella bjälklagen utvärderas analytiskt med ett antal olika dimensioneringsmetoder, samt med experimentella undersökningar.

För bjälklag med hög grundresonans (första egenfrekvens över 10 Hz) bygger dimensionering mot svikt och vibrationer ofta på en beräknad nedböjning av en punktlast. Denna nedböjning är svår att beräkna, varför en modell för att kunna uppskatta nedböjningen behövs.

Det finns möjligen en viss samverkan mellan plåt och plywood, men denna samverkan är okänd och det är önskvärt att veta inverkan av antalet skruv i bjälklaget.

1.2 Syfte

Detta examensarbete syftar till att välja en dimensioneringsmetod för det aktuella bjälklaget med hänsyn till svikt och vibrationer. Dimensioneringsmetoden väljs genom att utvärdera ett antal tillgängliga metoder. En modell för nedböjning av punktlast ska tas fram och en förbättringsåtgärd i form av att göra bjälklaget styvare i veka riktningen skall utvärderas.

1.3 Avgränsningar

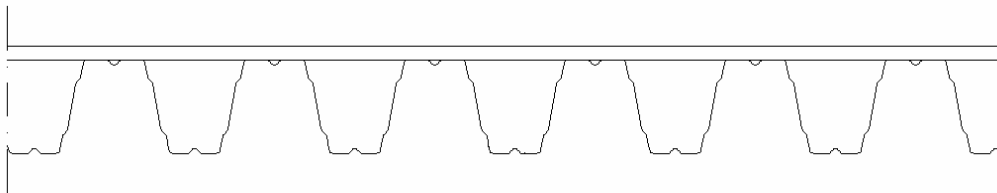
Studien avser en inre del av ett bjälklag. Ingen studie av fri kant kommer att göras. Samtliga studier hänförs till bruksgränstillståndet.

1.4 Bjälklagets uppbyggnad

Bjälklaget består av högprofilerad plåt och på denna skruvas plywood, se Figur 1.1. Bjälklagets höjd är $118 + 18 = 136\text{mm}$. Bjälklagsdata visas i Tabell 1.1. Bjälklaget läggs vanligen på IPE-balkar till vilka plåten fästs med skjutspik eller skruv. Den plåt som studeras i denna rapport har alltid samma höjd och form men tjockleken varierar. Totalt sett studeras tre olika tjocklekar av vilka två kommer att utvärderas med försök.

Plywood:	Koskisen Carat 18mm
Plåt:	Gasell GA118-63 0.65-1.2mm
Skruv:	SFS WING sc 3/25 PH2 4.8x35, 8st/m ²

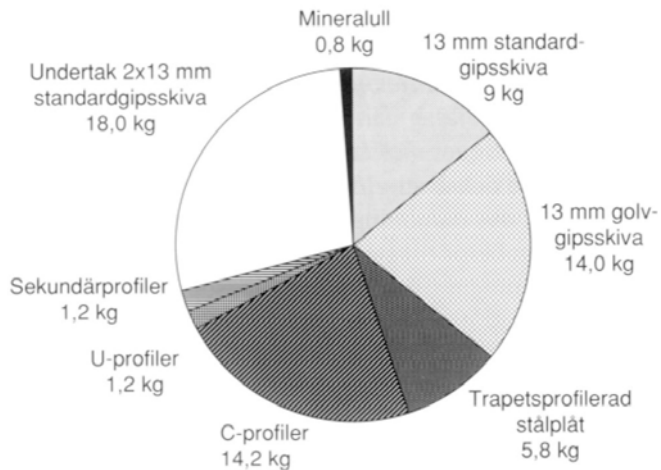
Tabell 1.1 Bjälklagets standarduppbyggnad



Figur 1.1 Bjälklaget i sektion.

Ett av de försök som genomförs har en något annorlunda uppbyggnad än det som i Tabell 1.1 anges som standardutförande. I detta fall görs bjälklaget styvare i veka riktningen genom att hatt-profiler skruvas mot plåtens undersida.

För att få en uppfattning om bjälklagets vikt kan det jämföras med ett antal andra bjälklag. Burstrand [1] anger som exempel att ett lätt stålbjälklag med övergolv av dubbla gipsskivor kan väga ca 65 kg/m^2 varav 45 kg/m^2 tillhör den bärande konstruktionen, se Figur 1.2. Det lättaste av de bjälklag som provades av Samuelsson & Sandberg [9] vägde 60 kg/m^2 . Detta kan jämföras med $23\text{-}32\text{ kg/m}^2$ för det bjälklag som analyseras här. Det ska dock noteras att vikten för detta bjälklag är enbart för den bärande konstruktionen helt utan både isolering och undertak.



Figur 1.2 Uppbyggnad av ett vanligt lätt stålbjälklag [1]

För tyngre bjälklag (t.ex. betong) utgör inte vikten av en människa en så stor del av bjälklagstyngden medan den för detta bjälklag är betydande då en människa kan ses som tung i förhållande till bjälklagets egentyngd.

1.5 Förkortningar och förklaringar

För att underlätta framställningen i rapporten används ett antal förkortningar som förklaras nedan

- t065: Den aktuella plåten har tjocklek 0.65 mm
t085: Den aktuella plåten har tjocklek 0.85 mm
t120: Den aktuella plåten har tjocklek 1.20 mm

Då bjälklaget diskuteras anger förkortningarna ovan vilken typ av plåt som ingår i bjälklaget.

L: Används för att beteckna bjälklagets spännvidd. Vid plåt som spänner över två fack anger L längden på ett fack.

Förstärkt: Det aktuella bjälklaget har förstärkts i veka riktningen genom att en tunnplåtsprofil (hatt-profil) skruvats mot bjälklagets undersida

rms: ”Root Mean Square” roten ur medelvärdet av termernas kvadrater

Analys av ett lätt stålbjälklag: Svikt, vibrationer och nedböjning
Inledning och bakgrund

Två fack Om bjälklag eller balk benämns som två-facks så menas att bjälklaget/balken är kontinuerlig i dessa två fack.

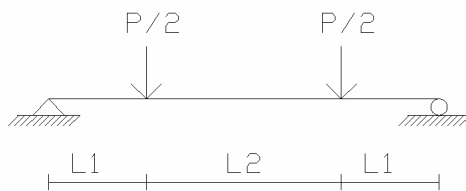
2 Metod och Teori

2.1 Bjälklagets styvhet

Eftersom det är svårt att förutse hur stor samverkan det finns mellan plåt och plywood antas ingen samverkan föreligga vid beräkningarna. Värden för bjälklaget är hämtade från plåttillverkaren [5] och "Handbook of finnish plywood" [26]. Plåtens styvhet i veka riktningen har beräknats som en plan plåt med tjocklekarna 0.65, 0.85 och 1.20 mm enligt på samma sätt som för ett rektangulärt tvärsnitt, se ekvation 2.1.

$$I = \frac{h^3}{12} \text{ m}^4/\text{m} \quad 2.1$$

Bjälklagets böjstyvhet fås genom att applicera två linjelaster på bjälklaget och mäta den relativa nedböjningen mellan dessa. Genom att två linjelaster appliceras på bjälklaget med samma avstånd från stöden fås ett konstant moment mellan dessa laster. Inverkan av tvärkraft försvinner eftersom tvärkraften är noll mellan lasterna. Metoden beskrivs för trä i ISO 8375-1985 [19].



Figur 2.1

Momentet fås som $M = P/2 * l_1$, där l_1 är avståndet mellan stöd och linjelast
Böjstyvheten EI_m ges sedan av

$$EI_m = \frac{M \cdot l_2^2}{8 \cdot y_m} \quad 2.2$$

P = pålagd kraft

l_2 = avstånd mellan mätpunkter

y_m = relativ nedböjning mellan linjelasterna vid lasten P

För bjälklaget kan viss skjuvdeformationen finnas och skjuvmodulen kan beräknas från mätning av total nedböjning (P_{total}) vid linjelaster. Metoden beskrivs för trä i ISO 8375-1985 [19]. I ISO normen beräknas skjuvdeformationen efter att ytterligare ett

Analys av ett lätt stålbjälklag: Svikt, vibrationer och nedböjning
2 Metod och Teori

prov utförs med begränsad spännvidd. För detta fall antas skjuvdeformationerna vara så stora att tillräckligt bra resultat kan erhållas från det första provet

För att få skjuvdeformationen beräknas bjälklagets förväntade totalnedböjning med böjstyvheten EI_m :

$$y_m = 2 \cdot \frac{P/2 \cdot b \cdot (3 \cdot L^2 - 4 \cdot l_1^2)}{48EI_m} \quad 2.3$$

l_1 = Avståndet till närmaste stöd

Nedböjningen på grund av skjuvning fås som:

$$y_v = y_{total} - y_m \quad 2.4$$

Skjuvstyvheten uttrycks här som GA_w och y_v betecknar den del av nedböjningen som skjuvningen bidrar med.

$$y_v = \frac{V}{GA_w} \cdot l_1 \Leftrightarrow GA_w = \frac{V}{y_v} \cdot l_1 \quad 2.5$$

l_1 = Längden fram till linjelasten

V = Tvärkraften

Om en linjelast appliceras i bjälklagets mitt kan samma ekvation användas.

När böjstyvheten och skjuvmodulen tagits fram kan nedböjningen för olika fall beräknas. Förväntad nedböjning vid två linjelaster blir då:

$$y_m + y_v = 2 \cdot \frac{P/2 \cdot b \cdot (3 \cdot L^2 - 4 \cdot l_1^2)}{48EI_m} + \frac{P/2}{GA_w} \cdot l_1 \quad 2.6$$

För en utbredd last över hela facket blir nedböjningen

$$y_m + y_v = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384EI_m} + \frac{q \cdot L}{GA_w} \cdot \frac{L}{2} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384EI_m} + \frac{q}{GA_w} \cdot \frac{L^2}{8} \quad 2.7$$

Då skjuvdeformationen antas variera linjärt fås den andra termen genom att titta på ena halvan av bjälklaget där tvärkraften är $q \cdot L/2$ vid stöd och växlar tecken vid mitten. Den genomsnittliga tvärkraften för denna sträcka, $L/2$ blir då $q \cdot L/4$.

2.2 Bjälklagens egenfrekvens

Egenfrekvensen beräknas utan hänsyn till samverkan mellan plåt och plywood. Frekvensen beräknas på samma sätt som för en balk. Att räkna på förenklat sätt är en approximation som i de flesta fall ger tillräcklig noggrannhet.

$$f_1 = \frac{\pi}{2L^2} \sqrt{\frac{(EI)_x}{m}} \sqrt{1 + \left(2\left(\frac{L}{b}\right)^2 + \left(\frac{L}{b}\right)^4 \right) \cdot \frac{(EI)_y}{(EI)_x}} \quad 2.8$$

f_1 = Första egenfrekvensen

L = Spännvidd

b = Bjälklagets bredd

m = Bjälklagets massa i kg/m²

$(EI)_y$ = Styvhet tvärs bärriktingen

$(EI)_x$ = Styvhet i bärriktingen

Vid beräkning av ett bjälklags egenfrekvens kan formeln kan i de flesta fall förenklas till:

$$f_1 = \frac{\pi}{2L^2} \sqrt{\frac{(EI)_x}{m}} \quad 2.9$$

Formlerna ovan presenteras i ett flertal skrifter, exempelvis [2] och [10].

Felet blir mindre än 5 % om $b/L > 1.0$ och $(EI)_x/(EI)_y > 30$. Men om $b/L = 0.5$ måste $(EI)_x/(EI)_y > 200$ för att få samma noggrannhet [10].

Enligt Ohlsson [2] kan bjälklag med lägsta egenfrekvens högre än 8 Hz klassas som bjälklag med hög grundresonans. Talja och Toratti [16] menar att gränsen bör gå vid 10 Hz. Då bjälklag med hög grundresonans diskuteras i detta arbete avses bjälklag med första egenfrekvens högre än 10 Hz om inget annat anges. Talja och Toratti [16] beskriver tunga bjälklag med låg grundresonans som att ”en person som är stilla kan känna resonansvibrationen från en annan person som går på bjälklaget”. För lätta bjälklag med hög grundresonans anges ”att en person som är stilla känna stötarna från individuella steg från en annan person som går på bjälklaget”.

2.2.1 Inverkan av primärbalkar

Vid dimensionering av ett bjälklag bör hänsyn tas till hela systemet. Om bjälklaget läggs upp på balkar kommer dessa att påverka bland annat bjälklagets egenfrekvens och nedböjning. Inverkan på egenfrekvens kan enligt SBI [10] [11] beskrivas genom följande formel:

$$f_1 = \frac{1}{\sqrt{\frac{1}{f_{1,b}^2} + \frac{1}{f_{1,p}^2}}}$$

där $f_{1,b}$ är bjälklagets egenfrekvens och $f_{1,p}$ är primärbalkens egenfrekvens.

Vid beräkning av primärbalkarnas egenfrekvens kan böjstyvheten från en effektiv del av bjälklaget medräknas, max 0.4L av bjälklagets spännvidd, samt massan från denna del.

Samma formel som ovan presenteras av Smith [13]. Skillnaden är att Smith anser att bjälklagets massa men inte någon styvhet skall adderas till balken vid beräkning av egenfrekvens. Detta sätt att räkna kommer att ge balken en lägre första egenfrekvens (på grund av högre massa och lägre styvhet) än om beräkning sker enligt SBI. Då detta bjälklag har väldigt låg styvhet tvärs bärriktningen blir skillnaden relativt liten.

Det kan vara lämpligt att dimensionera balkar så att egenfrekvensen inte sänks under 10 Hz för hela systemet. 10 Hz är den gräns Talja använder för att skilja mellan bjälklag med hög respektive låg första egenfrekvens, se vidare under ”2.4.3 Vibrationskriterier”. Inverkan av primärbalkar kommer inte att behandlas vidare i denna rapport.

2.3 Mobilitet

För att få bjälklagets mobilitet görs mätning med shaker då kraft och bjälklagets accelerationsrespons mäts. Shakern är i princip en kraftig högtalarspole där en stav är kopplad till magneten. Denna stav fästs sedan i bjälklaget för att föra över kraften. Shakern sänder sedan ut ett brus som innehåller alla de frekvenser som är av intresse. Vid försöken mäts den överförda kraften och bjälklagets acceleration. Signalen går via två laddningsförstärkare vidare till mätsystemet. I laddningsförstärkarna finns filter som filtrerar bort oönskade frekvenser. Laddningsförstärkarna är inställda på att ta med frekvenser mellan 2 och 100 Hz.

Mätsystemet medelvärdesbildar acceleration och kraft så att god koherens uppnås. Från mätsystemet fås impulsresponsen för acceleration och kraft som två signaler. Signalerna fouriertransformeras och accelerationen görs om till vibrationshastighet. Sedan tas kvoten mellan hastighet och kraft och på så sätt fås bjälklagets mobilitet vid olika frekvenser [7]. På grund av bakgrundsbrus (fläktar, ljud etc.) går dock signalen

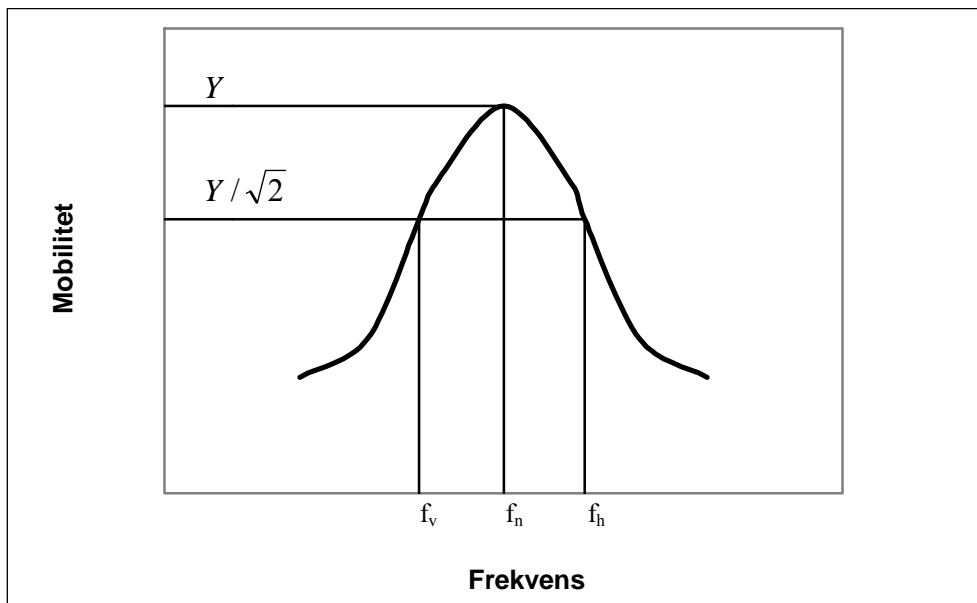
inte mot noll vid låga frekvenser [14]. På grund av det felet bortses från den del av diagrammet som ligger vid låga frekvenser. Signalerna har behandlats i Matlab och koden visas i Appendix C. Koden kommer till stor del från Johansson [14]. I Johansson [14] finns beskrivning av de filter som används vid signalbehandlingen. Mätmetoden brukar kallas MLS mätning.

I Ohlssons metod [3] används impulshastighetsresponsen som fås genom inversfouriertransformation av mobiliteten.

2.3.1 Dämpning

Bjälklagets dämpning är svår att uppskatta. Enligt Ohlssons [2] metod kan dämpningen antas vara 1 % för träbjälklag. För lätta stålbjälklag med mer komplex uppbyggnad kan dämpningen vara cirka 10 % [12]. Eftersom detta bjälklag har relativt enkel uppbyggnad och de största förlusterna sker i anslutningar antas dämpningen i beräkningar vara 1 %.

Dämpningen kommer även beräknas utifrån den uppmätta mobiliteten med den så kallade halva bandbreddsmetoden [24] som visas i Figur 2.2. Egenfrekvensen läses av och därefter tas frekvensen till höger och vänster om egenfrekvensen på höjden $\sqrt{2}$. Från de utlästa värdena kan dämpningen beräknas med ekvation 2.10. Ofta anges dämpning i procent och så görs även i denna rapport. För att få dämpningen i procent multipliceras ekvation 2.10 med 100.



Figur 2.2 Förklaring av halva bandbreddsmetoden.

$$\zeta = \frac{f_h - f_v}{2f_n}$$

2.10

2.4 Dimensionering mot svikt och vibrationer

I Sverige finns inga generella regler för dimensionering med hänsyn till svikt och vibrationer. För träbjälklag står följande i BKR [22]: ”För träbjälklag skall risken för besvärande svängningar beaktas”. Som råd ges att följa Boverkets handbok ”svängningar, deformationspåverkan och olyckslast” [3] samt att nedböjningen av en enskild träbjälke inte bör överstiga 1.5 mm vid en punktlast på 1 kN.

Många kriterier, både nya och gamla, är kopplade till nedböjningen av en punktlast. I den äldre SBN 80 gavs även ett alternativt spännviddsrelaterat kriterium som bygger på den nyttiga lastens nedböjning som inte får vara större än $L/600$. [4]

I tunnplåtsnormen StBK-N5 [23] ges följande beskrivning av dimensionering i bruksgränstillståndet:

”Bjälklag med tunnplåtskonstruktion som bärande element skall ges sådan styvhet att gångtrafik inte medför besvärande nedböjning eller svängning. Det skall även ges sådan styvhet att möbler och andra inventarier ej får oacceptabel lutning på grund av bjälklagets nedböjning samt att golvbeläggningen inte skadas eller lossnar på grund av vinkeländring över stöd eller förskjutning i golvfogar. Bjälklaget skall ges tillräckligt lastfördelande förmåga vinkelrätt bärande balkar e d.”

Vidare står att inga metoder finns för att förutse hur bjälklaget kommer att uppfattas och dimensionering får ”ske med utgång från hur utförda tunnplåtsbjälklag eller provbjälklag uppfattas”.

För bjälklagets lastfördelande förmåga anges som krav att vid en punktlast på 1kN skall nedböjningen relativt en punkt på avstånd r inte vara större än $r/150$

I kommentarsdelen i tunnplåtsnormen [23] rekommenderas att nedböjningen av egentygnd och en punktlast på 1kN inte bör överstiga 2.5mm. Detta är ett lägre krav än de flesta punktlastkriterier som tillkommit efter utgivningen av tunnplåtsnormen. Det finns även en hänvisning till en norsk undersökning gjord av Hansen 1958 som påvisar sambandet mellan nedböjningen av en punktlast och människors uppfattning om svikt i bjälklag.

Gyproc [15] har i sin handbok ett liknande bjälklag och ger rådet att använda plåt med en profilhöjd av minst 110mm och att plåten skall ha en tjocklek av minst 1 mm. Vidare ges rådet att bjälklaget skall spänna över minst två fack samt ej ha längre spännvidd än ca 4 m.

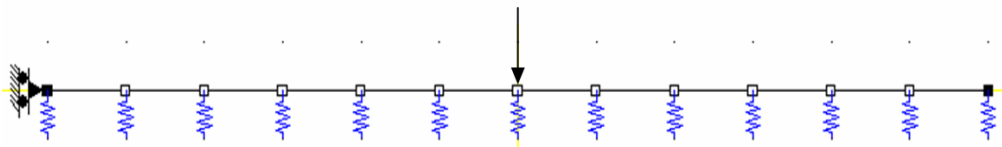
2.4.1 Nedböjning av punktlast

Flera av de kriterier som finns använder på något sätt nedböjningen av en 1kN punktlast med kort varaktighet. I BKR [22] under kapitlet om bruksgräns för trä anges rådet att begränsa nedböjningen till 1.5 mm. Andra kriterier som anger nedböjningskrav är till exempel Onysko och Hu [8] samt Talja [18]. Fördelen med att använda punktlast som dimensioneringskrav är att det är lätt att förstå vad kravet innebär. Nackdelen är att det kan vara svårt att förutspå nedböjningens spridning tvärs bärriktningen och risken finns att bjälklagets lastspridande förmåga överskattas eller underskattas. Ytterligare en aspekt som måste tas med är hur väl nedböjningen av en punktlast beskriver bjälklagets dynamiska egenskaper. Kopplingen är att nedböjningen är ett mått på den lokala lågfrekventa styvheten, ytterligare information kan hittas i Brunskog, Johansson och Bahtijaragic [7].

Bjälklagets respons på punktlast är inte helt enkel att förutspå eftersom lastens sprids i sidled av framförallt plywooden men även av plåten. Ett antagande skulle kunna vara att lastens tas upp av en plåt och beräkna nedböjningen för denna plåt, på samma sätt som för en balk. Om detta är en överskattning eller underskattning av nedböjningen är svårt att förutse. Det är av intresse att få en uppfattning av den verkliga nedböjningen och dess spridning i sidled, eftersom flera av analyserna med hänsyn till svikt och vibrationer bygger på nedböjningen av 1kN statisk last. För att få en uppfattning om den verkliga spridningen sätts en modell upp i programmet Ramanalys.

Plywooden ses som en balk upplagd på en elastisk bädd, där den elastiska bädden utgörs av plåten. För en fjäder är kraften lika med längdändringen gånger fjäderkonstanten. Plåten delas upp så att en dal och en topp bildar en balk, dvs. en fjäder. Fjäderkonstanterna för beräknade spännvidder presenteras i Tabell 3.10.

Sambandet utnyttjas för att ersätta en balk med en fjäder, se Figur 2.3. Varje våg antas verka helt oberoende av de övriga. Modellen simulerar ett bjälklag som är ca 2.4 m brett och i mittspannet ligger en 1.0 m bred plywood som sprider lasten. För spännvidd 3.5 m och längre antas en 1.20 m bred plywood medverka. Detta för att simulera att lastspridningen antas vara större vid längre spännvidder.



Figur 2.3 Modell för nedböjning. Varje fjäder motsvarar en vågtopp och linjen motsvarar plywooden.

Fjäderkonstanten som används i modellen tas fram på följande sätt:

fjäder:

$$k = \frac{f}{y}$$

k = Fjäderkonstant

f = Kraft

y = längdändring

fritt upplagd balk belastad med en punktlast i mittspannet:

$$y = \frac{f \cdot L^3}{48EI} \Leftrightarrow \frac{48EI}{L^3} = \frac{f}{y} \quad 2.11$$

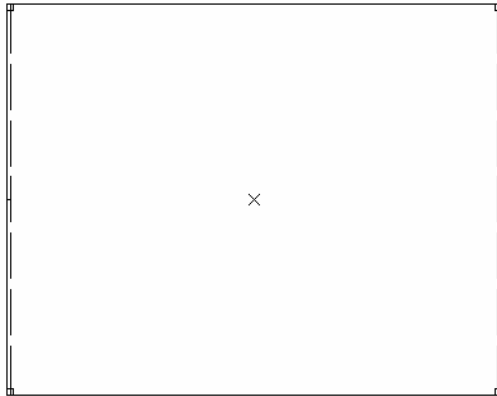
$$\text{fjäderkonstanten kan då uttryckas som: } k = \frac{48EI}{L^3} \quad 2.12$$

Det exakta centrum avståndet för vågtopparna är 205 mm men det har i modellen avrundats till 200 mm. Eftersom styvheten är beroende av spännvidden och plåttjockleken fås något större lastspridning vid längre spännvidd. Ingen hänsyn tas till att plåtarna har olika egenskaper och kommer att sprida lasten olika. Modellen tar inte heller hänsyn till skarvar i plywooden där den har lägre böjstyvhet.

Vid försök med punktlast appliceras denna i bjälklagets vekaste punkt. Detta görs genom att bjälklaget anpassas så att plywoodens skarvar i så stor utsträckning som möjligt hamnar i mitten. Nedböjningen avser den nedböjning som fås av 1 kN punktlast. För vissa fall studeras spridningen i sidled, för ett fall även i längsled. För ett fall studeras skillnaden mellan ett och två fack för att få fram minskningen av nedböjning.

2.4.1.1 Inverkan av primärbalkar

Då nedböjning av en punktlast studeras bör hänsyn tas till hela systemet på liknande sätt som för egenfrekvensen. Angreppspunkten antas vara i farligaste punkten både på bjälklaget och på balkarna. I Figur 2.4 visas farligaste lastpunkt då ett bjälklag är upplagt i ett fack på balkar i ett fack.



Figur 2.4 Farligaste lastpunkt med hänsyn till nedböjning vid bjälklag och balkar i ett fack. Primärbalkar utmed kortsidorna och pelare i hörnen.

Det lättaste är att anta att lasten fördelas angriper som en punktlast i mittpunkten på primärbalkarna. När ett nedböjningskrav sedan ska uppfyllas så adderas bjälklagets och balkens nedböjning. Detta sätt att räkna är något på säkra sidan men möjliggör att på ett enkelt sätt ta med inverkan av primärbalkar

I Gyprocs handbok [15] anges som råd att plåt och balkar tillsammans ska uppfylla ett spännviddsrelaterat kriterium i bruksgränstillståndet:

$$\frac{q_p}{L_p} + \frac{q_b}{L_b} = \frac{1}{400} \quad 2.13$$

Där index p står för plåt, b för balk och q är den utbredda lasten i bruksgränstillståndet. Att ansätta detta krav är en mycket osäker dimensioneringsmetod då lasten i bruksgränstillståndet kan variera för olika användningsområden. Detta kriterium har även liten korrelation till nedböjningen av en punktlast då denna till stor del beror på bjälklagets lokala styvhet

2.4.2 Vibrationskriterier enligt Hu och Onysko

I en stor studie i Kanada mellan 1996 och 1999 studerades 133 bjälklag och deras statiska och dynamiska egenskaper kopplades mot hur golven upplevdes och vibrationskriterier ställdes upp. De egenskaper som studerades var statisk nedböjning, största hastighet, största acceleration, rms acceleration, egenfrekvenser och dämpning. När golvens egenskaper kopplades mot upplevelsen togs ett antal kriterier fram.

- Första egenfrekvens och statisk nedböjning
- Första egenfrekvens och största hastighet
- Första egenfrekvens och största acceleration
- Första egenfrekvens och rms acceleration

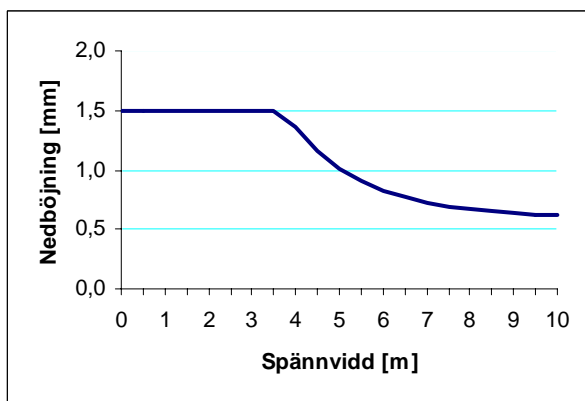
Det visade sig att andra dynamiska kriterier än listan ovan inte kunde skilja bättre på acceptabla och oacceptabla bjälklag. Det samband som visade sig ha bäst korrelation var första egenfrekvens och statisk nedböjning av en 1kN punktlast, se ekvation 2.14. Detta är även det kriterium som är lättast att använda [8]. Sedan publiceringen av artikeln har kriteriet ändrats något, se referens [17]. Ett bjälklag kan bedömas vara acceptabelt om:

$$\frac{f_1}{d_1^{0,44}} \geq 18,7 \quad 2.14$$

d_1 = Statisk nedböjning av 1 kN punktlast

f_1 = Första egenfrekvensen

Onysko föreslår ett krav på nedböjning som är beroende på spännvidd, se Figur 2.5. Kriteriet har modifierats för svenska krav (BKR). Den maximalt tillåtna nedböjningen är minskad från 2.0 till 1.5 mm. Denna modifikation är gjord av SBI och presenteras i [21].



Figur 2.5 Onyskos nedböjningskurva, anpassad till max 1.5mm [21]

2.4.3 Vibrationskriterier enligt Talja

Asko Talja och Tomi Toratti [16] [18] bedriver forskning om människors uppfattning av vibrationer och har tagit fram ett förslag för att klassificera bjälklag. Forskningen har pågått i 10 år och har inkluderat olika former av trä- betong- och stålbjälklag. Metoden beskrivs och rekommenderas i ett flertal rapporter från Stålbyggnadsinstitutet [10] [11] [12]. Bjälklagen delas in i olika klasser, A-E där A är en hög klass och E är utan restriktioner. De olika klasserna och deras användningsområde presenteras i Tabell 2.1.

A	Specialklass för vibrationer inom en lägenhet Normalklass för vibrationer som kommer från en annan lägenhet. Vibrationerna är oftast ej märkbara
B	Högre klass för vibrationer i en lägenhet Lägre klass för vibrationer som härstammar från en annan lägenhet. Vibrationerna är knappt märkbara men är normalt sett inte irriterande (vibrationer inom en lägenhet).
C, Basklass	Normalklass för vibrationer inom en lägenhet. Vibrationerna kan vanligtvis uppfattas och en del människor kan uppfatta dem som irriterande (vibrationer inom en lägenhet).
D	Lägre klass för vibrationer inom en lägenhet. Vibrationerna kan uppfattas och de flesta upplever dem som irriterande. (vibrationer inom en lägenhet).
E	Klass utan restriktioner.

Tabell 2.1 Taljas och Torattis förslag till klassificering av bjälklag

2.4.3.1 Mätningar och utvärdering

Dimensionering genom beräkning sker med ett punktlastkriterium uppdelat i två delar, golvets bärande delar och lokal nedböjning av golvytan med ett eventuellt flytande golv [16]. Genom mätning av dynamiska storheter kan ytterligare kriterier kontrolleras. De storheter som enligt Talja et al [16] ska kontrolleras visas i listan nedan.

- Den första egenfrekvensen avgör om ett bjälklag är anses ha hög eller låg grundresonans. Uppdelningen görs vid $f_1 = 10$ Hz.
- Nedböjning av den bärande konstruktionen δ_0 [mm] av 1kN punktlast för bjälklag med hög grundresonans
- Lokal nedböjning av flytande golv eller motsvarande δ_1 [mm] av 1kN punktlast används för alla bjälklag. Detta krav hänförs till risk för att glas, porslin mm skallrar av vibrationer.
- Rms (root mean square) för viktad acceleration $a_{w, rms}$ [m/s^2] och hastighet v_{rms} [mm/s] används för bjälklag med låg grundresonans
- Största vertikala förskjutning $|u_{max}|$ för bjälklag med hög grundresonans.
- Största vertikala hastighet v_{max} för bjälklag med hög grundresonans.

Gränsvärden för de olika kriterierna presenteras i Tabell 2.2.

De dynamiska värdena fås genom mätning av bjälklagets respons på gångtrafik. Tre mätningar görs varefter deras medelvärde används. Som maxvärde tas det största värdet från de tre mätningarna. Mätningen går till på liknande sätt som de subjektiva

Analys av ett lätt stålbjälklag: Svikt, vibrationer och nedböjning
2 Metod och Teori

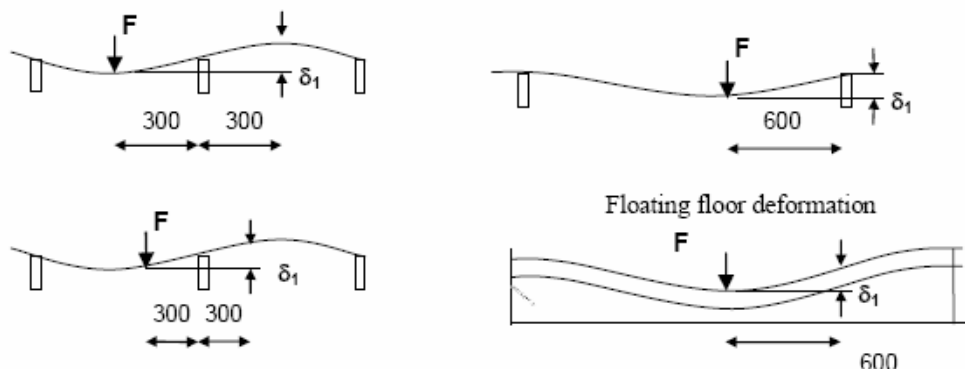
testen. En person sitter på en stol då en annan person går över bjälklaget och accelerationen mäts i en punkt under stolen.

Om flytande golv, installationsgolv eller motsvarande används skall de uppfylla kraven för lokal nedböjning. Vid mätning skall avståndet mellan referenspunkterna vara minst 600 mm. Den lokala nedböjningen kan vara av övergolvskonstruktion och/eller av skivmaterial mellan balkar i golvet, se Figur 2.6. För det bjälklag som analyseras i denna rapport är nedböjningen mellan balkar försumbar, eftersom avståndet mellan balkar skulle kunna sättas till avståndet mellan vågtopparna. Dessa ligger med centrumavstånd 205mm och det fria avståndet är endast 126.5mm. Om övergolvskonstruktioner såsom flytande golv etcetera används kan det rekommenderas att de uppfyller Taljas kriterier. Denna typ av konstruktion kommer inte att behandlas vidare i denna rapport.

Subjektiva test utförs på liknande sätt som det Talja har använt för att få fram de olika vibrationsklasserna ovan. Detta beskrivs i avsnitt 2.6.

Klass	Bjälklag med låg grundresonans	Bjälklag med hög grundresonans				
	Vibration				Nedböjning	
	$a_{w, rms}$ m/s ²	v_{max} mm/s	v_{rms} mm/s	$ u_{max} $ mm	Global mm/kN	Lokal mm/kN
A	≤0.03	≤4	≤0.3	≤0.05	≤0.12	≤0.12
B	≤0.05	≤6	≤0.6	≤0.1	≤0.25	≤0.25
C	≤0.075	≤8	≤1.0	≤0.5	≤0.5	≤0.5
D	≤0.12	≤10	≤1.5	≤0.4	≤1.0	≤1.0
E	>0.12	>10	>0.4	>0.4	>1.0	>1.0

Tabell 2.2 Gränsvärden för olika klasser



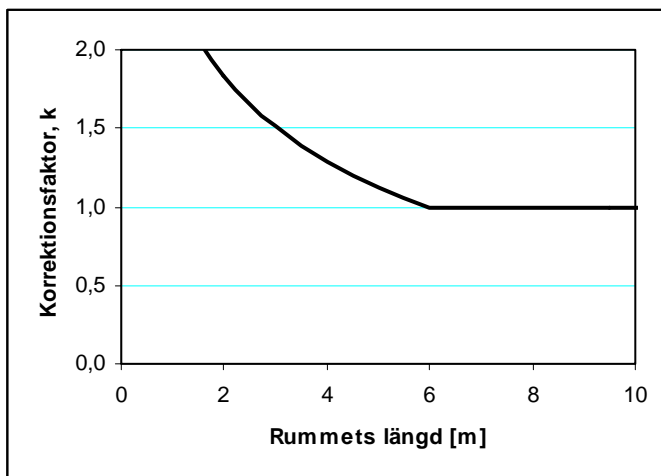
Figur 2.6 Exempel på hur lokal nedböjning mäts [16].

Kraven är oberoende av bjälklagens spännvidd. Däremot skall gränsvärdena multipliceras med en faktor för små rum, se ekvation 2.15. Anledningen till att gränserna är högre för små rum är att rörelsemönstret blir begränsat.

$$k = \frac{1}{0.318 + 0.114 \cdot x} \geq 1 \quad 2.15$$

där x är rummets längd i meter

För rum som har någon sida längre än sex meter används inte faktorn eftersom den då blir mindre än ett. Faktorn visas grafiskt i Figur 2.7.



Figur 2.7 Korrektionsfaktor för små rum

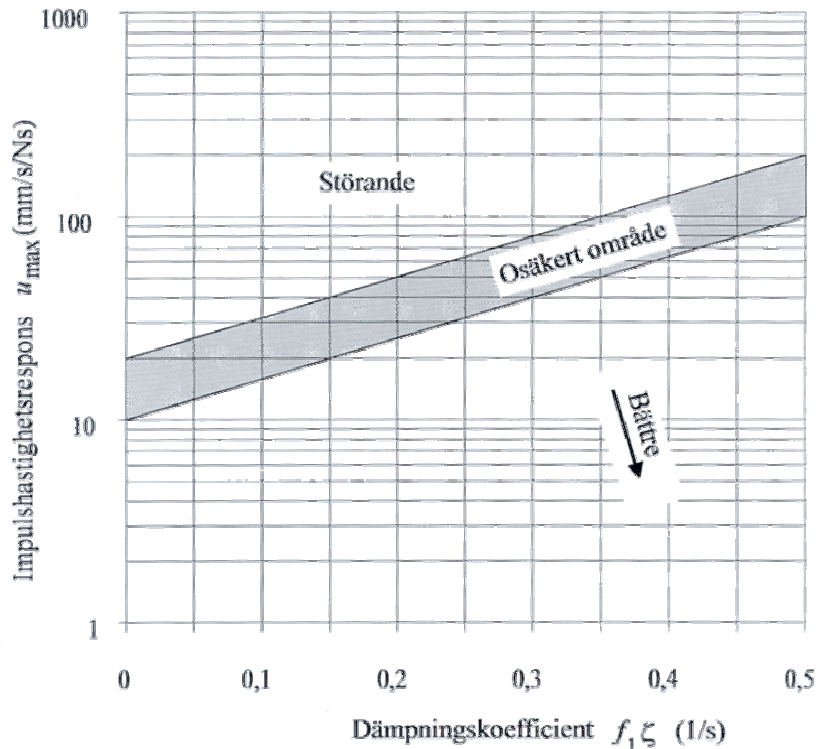
2.4.4 Ohlssons kriterier

I Boverkets handbok ”svängningar, deformationspåverkan och olyckslast” [3] används Ohlssons [2] kriterier för statisk nedböjning och impulshastighetsrespons. Ohlssons kriterier för kontinuerlig last ingår inte i Boverkets handbok och tydliga gränser för när bjälklaget kan klassas som bra saknas. Dimensioneringsmetoden är anpassad för bjälklag med grundresonans större än 8 Hz

Bedömningen bygger dels på att nedböjningen av en punktlast på 1 kN inte är större än 1.5 mm och dels på ett kriterium som bygger på bjälklagets respons på en stötartad belastning, impulshastighetsrespons. Huruvida bjälklaget kan klassas som acceptabelt eller inte avgörs genom att beräkna impulshastighetsresponsen och sedan koppla denna mot bjälklagets dämpkoefficient. Dämpkoefficienten tas som bjälklagets lägsta egenfrekvens multiplicerat med dess dämpning. Bjälklagets dämpning kan enligt

Analys av ett lätt stålbjälklag: Svikt, vibrationer och nedböjning
2 Metod och Teori

Ohlsson vid beräkning normalt sätts till 1 % för träbjälklag. Den beräknade impulshastighetsresponsen plottas i ett diagram för att av göra om bjälklaget är acceptabelt eller ej, se Figur 2.8.



Figur 2.8 Ohlssons diagram för klassificering av bjälklag [2].

Impulshastighetsresponsen beräknas enligt:

$$u_{\max} = \frac{4(0.4 + 0.6n_{40})}{mbL + 200} \cdot 10^3 \frac{\text{mm/s}}{\text{Ns}} \quad 2.16$$

n_{40} = antal egenmoder med frekvens mindre än 40Hz

m = bjälklagets massa per ytenhet (kg/m^2)

b = bjälklagets bredd (m)

L = bjälklagets länb i bärriktningen

Antal egenmoder med frekvens under 40Hz fås ur:

$$n_{40} = \frac{b}{l} \cdot \left[\left(\left(\frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right) \frac{EI_x}{EI_y} \right]^{1/4} \quad 2.17$$

f_1 = första egenfrekvensen

EI_x = böjstyvhetsmoment styva ritkningen

EI_y = böjstyvhetsmoment veka riktningen

Första egenfrekvensen kan beräknas med den förenklade formeln 2.9. Impulshastighetsresponsen kan ses som ett mått på bjälklagets flexibilitet.

2.4.5 Komfortkriterier för vibrationer enligt ISO

ISO 2631-2 innehåller riktlinjer för hur stor den viktade accelerationen från framförallt maskiner får vara. Den tidigare utgåvan ISO 2631-2:1989 innehöll en baskurva och multiplikator för olika användningsområden och exponeringstid men detta har tagits bort i den nyare 2631-2:2003 [20]. Ytterligare information om bakgrunden till normen kan hittas i Johansson [14]. Eftersom standarden tar upp vibrationer som kommer från en källa är det möjligt att utnyttja detta i vibrations sammanhang där källan är en annan människa.

2.4.6 Om befintliga kriterier

I Samuelsson & Sandberg [9] konstateras att ett flertal metoder inte ger tillfredsställande resultat då de inte kan skilja ut de bjälklag som ej anses uppfylla vibrationskraven. Resultatet av deras försök presenteras i punktform nedan:

- Med Ohlssons modell hamnar alla bjälklagen i området ”bättre” och metoden kan inte skilja på bra och dåliga bjälklag. De skriver vidare att beräkningsmodellen inte är anpassad för bjälklag med hög dämpning, detta då dämpningen enligt Ohlsson antas vara 1 % men för lätta stålbjälklag kan denna siffra vara flera gånger större. De bjälklag som utvärderades av Samuelsson & Sandberg hade mer komplex uppbyggnad än det bjälklag som utvärderas i denna rapport varför dämpningen inte nödvändigtvis blir större i detta fall.
- Onyskos metod med statistiskt nedböjningskrav kan urskilja ett av bjälklagen som inte kan anses godtagbara.
- Övriga kriterier som utvärderas är Wyatt, Murray och ISO. De konstaterar att inget av kriterierna ger tillfredsställande resultat.

Även andra rapporterar om att existerande kriterier har svårt att urskilja dåliga bjälklag. Bahtijaragic & Eriksson [25] konstaterar att Ohlssons metod [2] [3] har dålig korrelation med den hur bjälklag uppfattas.

I en byggnad med verkliga upplagsförhållanden, väggar och mer möbler är det möjligt att golven skulle upplevas som bättre. Detta samband visas i en rapport från SBI då ett bjälklag studeras under olika faser i byggskedet, se ”2.7 Olika faser i byggprocessen”.

Brunskog, Johansson och Bahtijaragic [7] rekommenderar i en artikel att bjälklag tills vidare bör uppfylla tre kriterier: Ohlssons, Hu:s och ISO 2631-2. De konstaterar dock att både Ohlsson kriterier och ISO har dålig korrelation till hur bjälklag uppfattas.

Stålbyggnadsinstitutet (sbi) [10] [11] [12] rekommenderar användning av Taljas kriterier. För det aktuella bjälklaget görs subjektiva utvärderingar enligt Taljas modell.

2.4.7 Använda kriterier med avseende på svikt och vibrationer

De kriterier som studeras i denna rapport är kriterier som rekommenderas i relativt ny litteratur. Det är i huvudsak Taljas kriterier som kommer att studeras. Men även Hu:s och Onyskos kriterier kommer att studeras. Ohlssons kriterier från Boverkets handbok kommer att behandlas mer översiktligt.

Anledningen till att Taljas kriterier är de som rapporten i huvudsak inriktar sig på är att det är den metod som för tillfället rekommenderas av stålbyggnadsinstitutet.

Hu:s, Onyskos och Ohlssons kriterier är anpassade för bostäder och kontor men kan med viss försiktighet användas även för andra tillämpningar.

2.5 Förbättringar av bjälklag mht svikt och vibrationer

I Ohlsson [2] diskuteras olika sätt att förbättra lätta bjälklag med hänsyn till svikt och vibrationer. Här ges en kort beskrivning av åtgärden, de fördelar respektive nackdelar som finns med dessa. Fördelar och nackdelar med metoderna beskrivs med de aktuella bjälklagen som utgångspunkt. Oavsett vilken metod som används för dimensionering kan Ohlssons resonemang anses lämpligt att följa.

2.5.1 Upplag

Det är viktigt att balkarna i ett bjälklag är väl infästa vid upplagen för att undvika att balkar lyfter från upplaget. För det bjälklag som utvärderas i denna rapport löses detta genom att ett fästdon sätts i varje vågdal. Momentstyva knutar, indragna upplag och kontinuerliga bjälklag behandlas under avsnitt 2.5.2.

2.5.2 Styvhet i bärriktningen

Bjälklagets styvhet i bärriktningen (vid punktlast EI_x/L^3) utgörs i huvudsak av plåten, med viss hjälp av plywooden. Att öka styvheten i denna riktning gör att såväl den statiska som dynamiska responsen minskar. Om styvheten uttrycks som EI_x/L^3 ses att styvheten minskar med ökad spännvidd. Det är därför av intresse att veta den längsta godtagbara spännvidden för bjälklaget.

Enligt tillverkaren av plåten [5] ökas tröghetsmomentet med 1.46 gånger om plåten läggs med en vågs extra överlapp. Problemet med detta är att plåtåtgången ökar samt att i skarvar kan det bli fyra plåtar att skruva ihop vilket kan vara besvärligt. En annan möjlig åtgärd är att skruva plåt på undersidan av bjälklaget. Det skulle öka styvheten både i men även delvis tvärs bärriktningen.

2.5.3 Momentstyva knutar och indragna upplag

Momentstyva knutar mellan bjälklag - vägg och indragna upplag rekommenderas i allmänhet inte av Ohlsson. Trots att vibrationerna minskar kan olägenheterna öka eftersom vibrationerna sprids till en annan/större del av byggnaden. Ett specialfall är ett lätt bjälklag som är infäst mot en tung vägg. Detta är ett fall då vibrationer inte sprids på samma sätt som vid lätta väggar. Då möjligheten finns att fästa bjälklaget mot till exempel en betongvägg kan detta med fördel användas.

För det aktuella bjälklaget kan det vara svårt att åstadkomma en fast inspänning av bjälklaget. Däremot kan indragna upplag vara ett alternativ då bjälklaget inte spänner över mer än två fack, förutsatt att vibrationer inte kan spridas och orsaka obehag.

2.5.4 Kontinuerliga bjälklag

Kontinuerliga bjälklag över flera stöd kan vara både en fördel och en nackdel ur vibrationssynpunkt. Två fall kan identifieras: 1: Kontinuerliga bjälklag som går mellan rum med olika aktiviteter och 2: kontinuerliga bjälklag inom ett och samma rum. Följande resonemang förutsätter att spännvidden är samma både för fallet med ett och två fack.

Enligt Ohlssons metod [2] sker beräkningsmässigt vissa förändringar vid tvåfacks-istället för enfacksbjälklag, med utgångspunkt från de ekvationer som Ohlsson redovisar. De medsvängande modmassorna fördubblas vilket medför ungefär halverad respons för både impulslast och dynamisk last. Eftersom modformerna är antisymmetriska sker ingen förändring av egenfrekvenser och egenmoder. Vad gäller bjälklagets relativa dämpning eller dämpkoefficienten kan dessa antas vara samma som för ett fack då det inte går att förutse eventuell förändring.

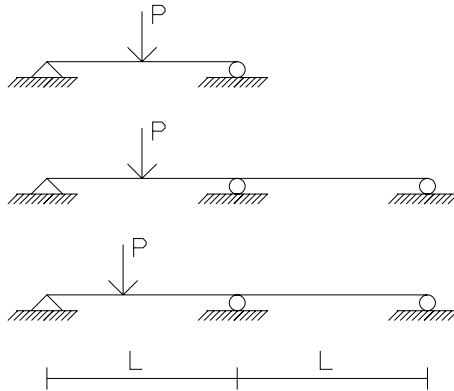
Med hänsyn till resonemanget i Ohlsson [3] kan konstateras att ett bjälklag i två-istället för ett fack innebär en klar förbättring av responsen vid oförändrad spännvidd. Vibrationer kommer dock att spridas till en större yta.

För fallet då ett bjälklag innehåller rum med olika användningsområde, till exempel kontorsrum med korridorer emellan, bör spännvidden inte ökas med hänsyn till vibrationernas spridning. Ohlsson [3] anser att kontinuerliga bjälklag mellan rum med olika aktiviteter inte bör användas för att reducera responsen. Men det finns fall där det är en fördel att använda kontinuerliga bjälklag eftersom responsen minskar. För kontor etc. finns alltid möjligheten att väggar flyttas vid ombyggnad och vid användning av icke kontinuerliga bjälklag uppstår en risk för att exempelvis både kontor och korridor hamnar i ett och samma fack efter en ombyggnad, vilket blir ett värre fall än att vid samma spännvidd ha ett kontinuerligt bjälklag.

Vid ytor eller rum med samma/liknande verksamhet är det en fördel att använda kontinuerliga bjälklag. Vad gäller spännvidden bör den kunna ökas med undantag för lokaler där många människor vistas. Då kan det vara lämpligt att inte öka spännvidden eftersom det både finns många källor till vibration och många som kan störas.

Den maximala spännvidden måste bestämmas från fall till fall med aktiviteterna i de olika rummen som utgångspunkt. Vid intensiv användning av till exempel handtruckar bör hänsyn tas till att de kan ge upphov till vibrationer.

Vid beräkning av nedböjningen av en punklast utgår följande från det betydligt enklare beräkningsfallet med en balk. Resonemanget förutsätter samma spännvidd L i både ett och två fack, det vill säga bjälklaget i två fack blir dubbelt så långt. Mitten på ett fack är dock inte vekaste punkten för en trestödsbalk utan den vekaste punkten uppträder ca $0.42L$ från ytterstöd. Skillnaden mellan mitten och vekaste punkten är dock relativt liten, se Figur 2.9. Ekvationerna för nedböjningen av en punklast i mitten av ett fack för en- respektive tvåfacksbalk visas i ekvation 2.18 och 2.19.



Figur 2.9 En- och tvåfacksbalk. Överst, värsta fallet är en last i mitten. De två nedre visar skillnaden mellan en punktlast i mitten och värsta fallet $0.42L$ från stöd.

Ett fack med punktlast i mitten :

$$y = \frac{PL^3}{48EI} = 0.020833 \cdot \frac{PL^3}{EI} \quad \mathbf{2.18}$$

Två fack med punktlast i mitten av ett fack. :

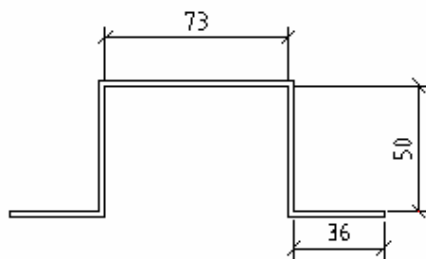
$$y = 0.01497 \cdot \frac{PL^3}{EI} \quad \mathbf{2.19}$$

Formler kommer från [6]

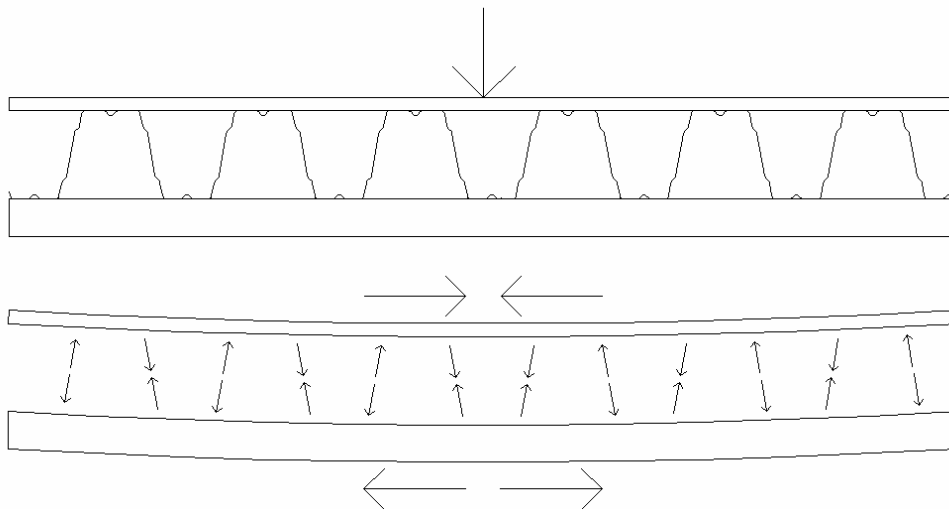
2.5.5 Styvhet vinkelrätt bärriktningen

Om styvheten vinkelrätt bärriktningen ökas så minskar nedböjningen av punktlast eftersom lasten sprids bättre i sidled och fler vågor ("balkar") kommer därför att bära upp lasten. Styvhetsökningen innebär bland annat förbättrad respons på punktlast vilket ingår i flera kriterier. Enligt Ohlsson [3] är styvheten tvärs bärriktningen den förbättring som i förhållande till insatsen gör störst nytta. Att öka styvheten vinkelrätt bärriktningen kan relativt enkelt göras för det aktuella bjälklaget genom att använda tjockare plywood. Ett annat alternativ är att en eller flera tunnplåtprofiler kan skruvas mot bjälklagets undersida tvärs plåtens vågor. Detta förslag ges i Gyprocs handbok [15].

Om hatt-profiler, se Figur 2.10, skruvas mot bjälklagets undersida kommer plywooden och profilen att bli flänsar och plåten blir livet i en vierendelbalk, se Figur 2.11. Detta förutsätter god samverkan mellan plywood, plåt och profilen på undersidan. Hur stor samverkan blir i verkligheten är svårt att förutse men även om relativt dålig samverkan uppstår så är profilen betydligt styvare än plywooden och skillnad i nedböjning av punktlast bör vara betydlig.



Figur 2.10 Profilens utseende, plåttjockleken är 2.4 mm. De fria flänsarna monteras mot bjälklaget.



Figur 2.11 Kraftspel tvärs bärriktningen i den vierendelbalk som uppstår om det finns samverkan då en profil har skruvats mot undersidan av bjälklaget.

2.6 Subjektiv utvärdering

För att få ytterligare säkerhet i mätningarna av golvet dynamiska egenskaper görs ett antal subjektiva test. Resultaten från de subjektiva testen kan sedan jämföras med förväntat resultat baserat på beräknade/uppmätta data. Det sätt att genomföra subjektiva test som används är inspirerat av Asko Talja och Tomi Toratti (se ovan)

som bedriver forskning om vibrationer i bjälklag. Denna metod presenteras bland annat i [16] och [18] och en utförligare beskrivning av den använda testmetoden kan hittas i [11] och [12].

Testet genomförs i två steg:

- I steg ett får testpersonen först gå över golvet och bilda sig en uppfattning om golvet egenskaper med hänsyn till svikt och vibrationer. Testpersonen uppmanas att gå en bestämd väg över golvet med normal gång.
- Vid test nummer två får testpersonen sitta på en stol då en annan person går över golvet. En blomkruka placeras på en ”möbel” jämte den stol testpersonen sitter på. Testpersonen bedömer dels rörelserna hos växtens blad och dels hur vibrationerna uppfattas. Den andra personen går fram och tillbaka till dess att testpersonen anser sig ha bedömt golvet egenskaper. Försöksupställningen visas i Figur 2.12.

Då testpersonen sitter på stolen är det alltid samma person som går fram och tillbaka. Personen har alltid samma skor på sig (grova arbetskor) och personens vikt med kläder är ca 80 kg. Anledningen till att det alltid är samma person med samma skor är för att det ska gå att jämföra de olika testpersoners uppfattning om golvet.

Med verkliga upplagsförhållanden kan bjälklaget inte röra sig horisontellt. För att förhindra att bjälklaget vibrerar horisontellt vid de subjektiva utvärderingarna sätts en wire mellan upplagen och golvet i laborationshallen. För att kontrollera att detta inte påverkar bjälklagets mobilitet för mycket görs mätning av mobilitet med och utan wire.



Figur 2.12 Försöksuppställning vid subjektiva test.

Testpersonen får sedan ett antal frågor om golvet skulle bedömas som acceptabelt eller inte i ett antal olika användningsområden. De olika användningsområdena är bostad, kontor och lager. Frågorna ställs så att testpersonen får ta ställning till golvet beroende på varifrån vibrationerna kommer och hur många människor som kommer att vistas på bjälklaget. Då bjälklaget provas i två fack ställs även frågor hur vibrationerna känns då någon går i motsatt fack. De två olika frågeformulären som användes redovisas i appendix B.

2.7 Olika faser i byggprocessen

Stålbyggnadsinstitutet har studerat hur ett bjälklag uppfattas under fem olika faser i byggskedet. I SBI R220:2 [12] beskrivs hur vibrationerna uppfattas under fem olika skeden i byggprocessen. Den första studien görs innan golvbeläggning och innerväggar monterats. Då den sista utvärderingen görs har innerväggar och ytterväggar monterats, flytande golv har lagts in och möbler finns i rummen. Utvärderingen gjordes enligt Taljas metod med både subjektiv utvärdering och mätning av dynamiska storheter då en person går över golvet. Enligt mätningarna förändrades golvet från klass E till A från första till sista provet. I den subjektiva utvärderingen förändrades acceptansen från 10 % i fas ett till 14.3 % i fas två och 75 % i fas 3. För de två sista faserna saknas utvärderingar.

Skillnaden mellan de olika faserna är:

1. Endast ett tomt golv utan ytbeläggning
2. En vägg har byggts utmed ena kanten på bjälklaget och den står på bjälklaget.
3. En innervägg har monterats relativt nära mittspannet.
4. Ett flytande golv har lagts in
5. Parkett har lagts på golvet och rummen är möblerade

De största dynamiska förändringarna är innerväggen som gör golvet styvare i veka riktningen och det flytande golvet som ökar massan. Slutsatsen som kan dras från rapporten är att ett golv i en färdig möblerad byggnad upplevs som betydligt bättre än ett tomt bjälklag. För övriga rekommendationer om golv och väggar hänvisas till rapporten [12].

2.8 Sammanställning över de försök som utförs

Den aktuella plåten finns i flera tjocklekar men endast två kommer att provas. Skillnaden mellan olika plåtar kan sedan fås genom interpolation, exempelvis genom att utnyttja tröghetsmomentet för respektive plåt (liknande fjädermodellen). Vid plåttjocklek 0.85 mm kommer försöken att utföras i både ett och två fack. Genom detta prov fås den skillnad som uppstår då bjälklaget ligger i två fack istället för ett. Vid samma prov kommer hatt-profiler att skruvas mot bjälklagets undersida för att analysera inverkan av att göra bjälklaget styvare i veka riktningen.

Följande prov har utförts:

- Två linjelaster för att prova böjstyvhet och skjuvdeformation.
- Punktlast med tryckyta 145x140mm
- Mätning av mobilitet
- Subjektiva test med försökspersoner.

Alla försök utfördes inte vid båda tjocklekarna och alla spännvidder. Valda

Analys av ett lätt stålbjälklag: Svikt, vibrationer och nedböjning
2 Metod och Teori

uppställningar visas i Tabell 2.3 och i Tabell 2.4 presenteras vilka försök som utförts vid respektive uppställning.

T085 4.0 m ett fack Normalt utförande
T085 4.0 m två fack utan skruv Plywoodskivorna ligger på plåten utan att vara skruvade.
T085 4.0 m två fack Normalt utförande
T085 4.0 m två fack, förstärkt Hattprofilen skruvas mot bjälklagets undersida
T085 4.0 m två fack, förstärkt, extra skruv En dubbel rad med extra skruv sätts mellan plywood och plåt ovanför profilen
T085 3.2 m ett fack Normalt utförande
T120 4.0 m ett fack, endast plåt Endast plåt, ingen plywood
T120 4.0 m ett fack, två skruv per 3 m² Plywooden monterad med två skruv per skiva.
T120 4.0 m ett fack, normalskruvat Normalt utförande
T120 4.0 m ett fack, extra skruv De tre yttersta raderna med skruv har kompletterats så att det sitter en skruv i varje vågtopp.

Tabell 2.3 Sammanställning över samtliga försöksuppställningar med förklaring av den förkortning som används.

Analys av ett lätt stålbjälklag: Svikt, vibrationer och nedböjning
2 Metod och Teori

Bjälklag	Styvhet	Mobilitet	Punktlast	Subjektiva test
T085 4.0 m ett fack	X	X	X	-
T085 4.0 m två fack utan skruv	-	-	X	-
T085 4.0 m två fack	-	X	X	X
T085 4.0 m två fack, förstärkt	-	-	X	-
T085 4.0 m två fack, Förstärkt, extra skruv	-	X	X	X
T085 3.2 m ett fack	X	X	X*	X
T120 4.0 m ett fack, endast plåt	X	-	-	-
T120 4.0 m ett fack, två skruv per 3 m ²	X	-	-	-
T120 4.0 m ett fack, Normalskruvat	X	-	-	-
T120 4.0 m ett fack, extra skruv	X	-	X*	-

Tabell 2.4 Översikt över vilka försök som utförs för respektive bjälklag. *Vid T085 3.2 m ett fack och T1.20 4.0 m ett fack, extra skruv, provas även brotthållfastheten för en punktlast med kort varaktighet.

3 Resultat

Beräkningar görs för att kunna jämföra med uppmätta värden. De beräkningar som görs är nedböjning av punktlast, H_u 's och Onyskos kriterier och enligt Boverkets handbok "Svängningar, deformationspåverkan och olyckslast"

Beräkningar görs för tre olika plåttjocklekar, 0.65, 0.85 och 1.20 mm. Anledningen till att tre olika plåtar studeras är för att se skillnaden då styvhet och vikt ändras för bjälklaget.

3.1 Bjälklagens styvhet

Plåtens styvhet presenteras i Tabell 3.1 och plywoodens i Tabell 3.2. Den sammanlagda styvheten presenteras i Tabell 3.3. Bjälklagens vikt visas i Tabell 3.4. En jämförelse av hur mycket styvare bjälklaget är i bärriktningen jämfört med tvärs bärriktningen finns i Tabell 3.5.

Tjocklek	I [m ⁴ /m]	EI [Nm ² /m]
Styva riktningen		
0.65	2.27 x10 ⁻⁶	476 700
0.85	3.11 x10 ⁻⁶	653 100
1.20	4.47 x10 ⁻⁶	938 700
Veka riktningen		
0.65	22.9x10 ⁻¹²	4.8
0.85	51.2x10 ⁻¹²	10.7
1.20	144.0x10 ⁻¹²	30.2

Tabell 3.1 Plåtens styvhet i olika riktningar, Beräknad med $E = 210$ GPa [5].

I [m ⁴ /m]	E [GPa]	EI [Nm ² /m]
Styva riktningen		
0.454x10 ⁻⁶	10.048	4 562
Veka riktningen		
0.454x10 ⁻⁶	7.452	3 383

Tabell 3.2 Plywoodens styvhet i olika riktningar enligt "Hanbook of finnish plywood" [26] .

Analys av ett lätt stålbjälklag: Svikt, vibrationer och nedböjning
3 Resultat

Bjälklag	EI, plåt [Nm ² /m]	EI, plyw. [Nm ² /m]	EI, Totalt [Nm ² /m]
Styva riktningen			
0.65	476 700	4 562	481 300
0.85	653 100	4 562	657 700
1.20	938 700	4 562	943 300
Veka riktningen			
0.65	4.8	3 383	3 388
0.85	10.7	3 383	3 394
1.20	30.7	3 383	3 413

Tabell 3.3 Bjälklagets sammanlagda styvhet utan hänsyn till samverkan.

Bjälklag	Plåt [kg/m ²]	Plywood [kg/m ²]	Totalt [kg/m ²]
0.65	10.4	12.6	23.0
0.85	13.6	12.6	26.2
1.20	19.2	12.6	31.8

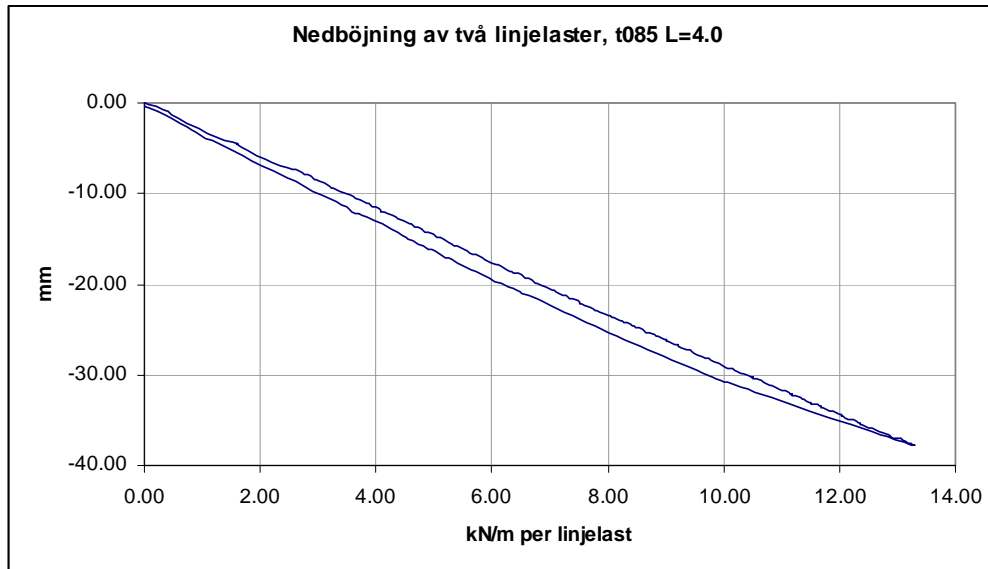
Tabell 3.4 Bjälklagens vikt.

Bjälklag	Antal ggr styvare
0.65	142
0.85	194
1.20	276

Tabell 3.5 Jämförelse av hur många gånger styvare bjälklaget är i bärriktningen jämfört med veka riktningen.

3.1.1 Böjstyvhet och skjuvmodul

För att bestämma böjstyvheten görs mätningar med bjälklag t085 med spännvidd 4.0m. Avståndet mellan linjelasterna var 1780mm och mellan dessa mättes den relativa nedböjningen på en längd 1600mm. Den relativa nedböjningen vid lasten $P = 65.0$ kN var 4.4 mm. Under hela mätningen var nedböjningen linjär vilket kan ses i Figur 3.1.



Figur 3.1 Den totala nedböjningen som funktion av kraften per linjelast.

Moment / meter: $M = 13.2 \times 1.11 = 14.67 \text{ kNm/m}$

Böjstyvheten för bjälklaget beräknas då till
 $EI_m = 1.06 \text{ MNm}^2/\text{m}$

För plåten är böjstyvheten enligt tillverkarna
 $EI = 210 \cdot 10^9 \cdot 3.11 \cdot 10^{-6} = 0.65 \text{ MNm}^2/\text{m}$

Om nedböjningen vid denna last beräknas med tillverkarens styvhetsvärden blir nedböjningen 40.3 mm. Vid mätningar på bjälklag t120 (se nedan) konstaterades det att det inte finns någon nämnvärd samverkan i bjälklaget. Därmed kan det konstateras att det inte är lämpligt att beräkna styvheten på detta sätt för tunnplåtskonstruktioner. En anledning kan vara att då styvheten för tunnplåtskonstruktioner beräknas så används ett reducerat tvärsnitt på grund av risken för buckling. För en tunnplåtskonstruktion där det finns en större samverkan kan denna mätmetod möjligen vara lämplig.

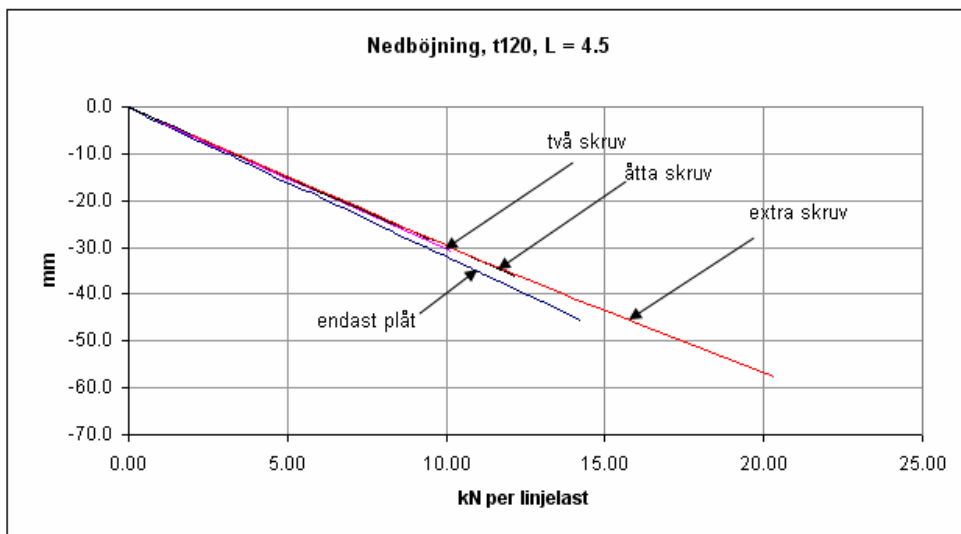
Plåttjockleken för den använda plåten mättes och den varierade mellan 0.81 och 0.86 mm. Variationen beror troligen på att profilen är valsad. De värden som tillverkaren presenterar i produktbladet [5] är beräknade med plåttjocklek 0.783 mm.

För att säkerställa att det inte existerar någon nämnvärd samverkan gjordes ytterligare försök med plåt t120 vid spännvidd 4.5m. Avståndet mellan stöd och linjelaster var 1.23 m och avståndet mellan linjelasterna var 2 m.

Analys av ett lätt stålbjälklag: Svikt, vibrationer och nedböjning
3 Resultat

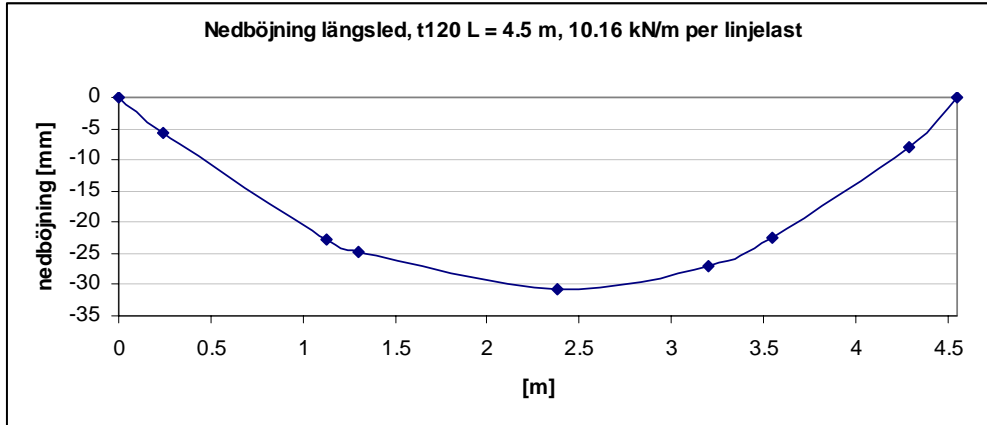
- Den första mätningen gjordes på enbart plåten. Därefter monterades plywooden med minimalt antal skruv, 2 st per plywoodskiva (en skiva är 3 m²). En liten skillnad i nedböjning kunde noteras. Två eventuella felkällor mellan dessa två första mätningar kan finnas: Även om placeringen av linjelasterna mättes noggrant kan viss skillnad i deras placering finnas. Den andra felkällan är om mätpunkten blivit exakt samma.
- Vid den tredje mätningen monterades ytterligare skruv så att bjälklaget var normalskruvat, det vill säga åtta skruv per m².
- Den fjärde mätningen gjordes med de tre yttersta skruvradena fullskruvade. Detta innebär en skruv per vågtopp de yttersta 1.2 m. Anledningen till att endast de yttersta 1.2 meterna fullskruvades beror på att det är där den största skjuvkraften mellan plåt och plywood finns.

Plywoodskeivornas glidning i förhållande till plåten vid upplag var cirka 1 mm vid maximal last. Nedböjningen för de fyra fallen visas i Figur 3.2. Anledningen till att lasten inte är större för försök två till tre var för att inte riskera att skada infästningarna mellan plåt och plywood. För det första försöket med endast plåt avbröts försöket när det kunde observeras att plåten närmade sig buckling vid linjelasterna. Mätningarna visar att samverkan i bjälklaget är försumbar. Mätning gjordes i längsled och nedböjningens fördelning i längsled visas i Figur 3.3.



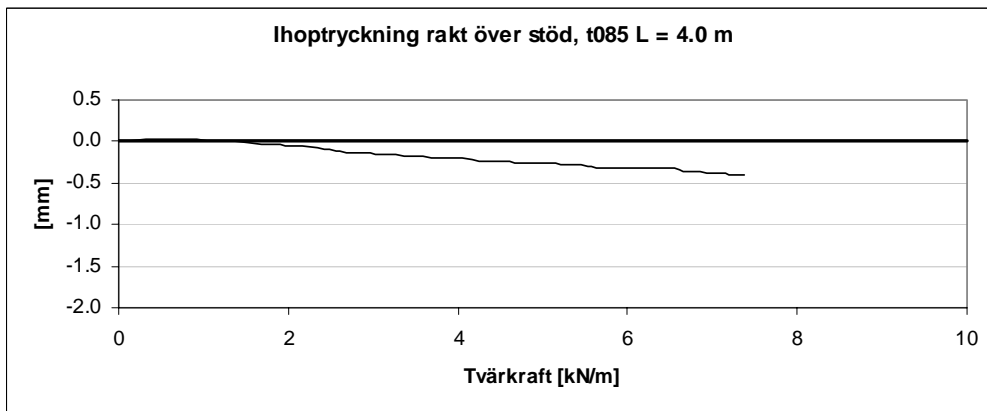
Figur 3.2 Nedböjning för endast plåt, plåt med plywood fäst med två skruv per m², plåt med plywood fäst med åtta skruv per m² och plåt med plywood fäst med extra skruv då en skruv i varje vågtopp monterats i de tre yttersta skruvradena. Kraften är per meter.

Analys av ett lätt stålbjälklag: Svikt, vibrationer och nedböjning
3 Resultat

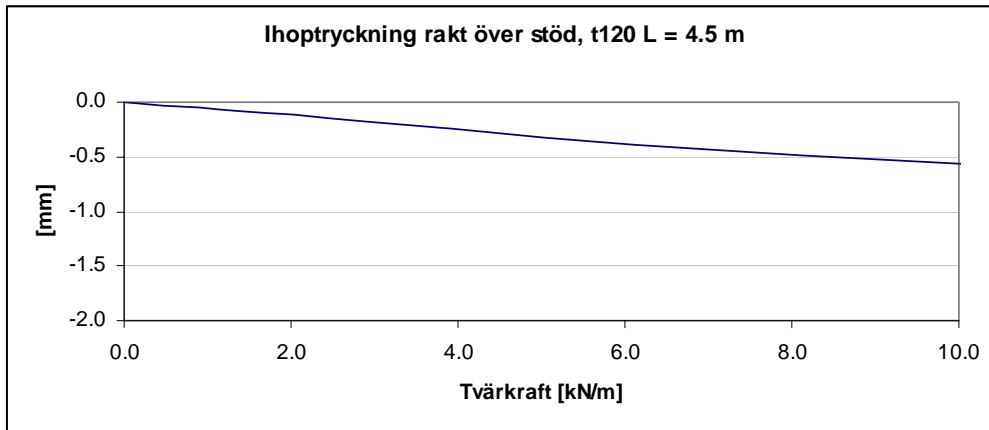


Figur 3.3 Nedböjningens fördelning i längsled.

För att kontrollera eventuell inverkan av att plåten trycks samman vid upplag gjordes två mätningar med givare rakt över stöd. Nedböjningen som funktion av tvärkraften för två bjälklag visas i Figur 3.4 och Figur 3.5. Från dessa två mätningar kan det konstateras att hoptryckningen över stöd är försumbar i förhållande till total deformation.



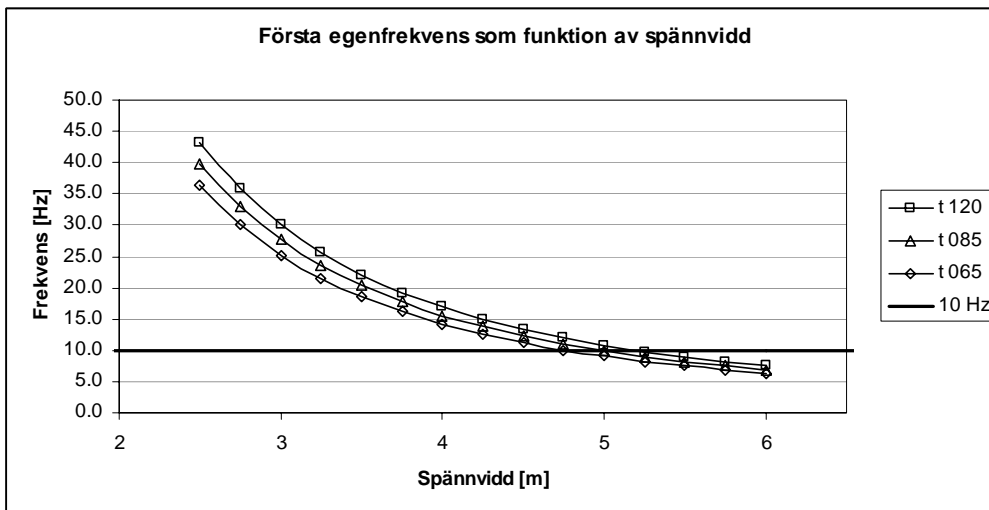
Figur 3.4 Bjälklagets hoptryckning rakt över stöd som funktion av tvärkraften. T085 L = 4.0 m. Den totala mittnedböjningen vid max last är ca 25 mm.



Figur 3.5 Bjälklagets hoptryckning rakt över stöd som funktion av tvärkraften. T120 L = 4.5 m. Den totala mittnedböjningen vid max last är ca 31 mm

3.2 Bjälklagens egenfrekvens

Om den första egenfrekvensen beräknas med formel 2.9 ses att samtliga aktuella spännvidder får en första egenfrekvens som är över 10 Hz. Bjälklagen är därför att klassas som bjälklag med hög grundresonans. I Figur 3.6 visas den första egenfrekvensen för bjälklagen för spännvidder mellan 2.5 till 6.0 m.



Figur 3.6 De tre bjälklagens första egenfrekvens som funktion av spännvidden. För att första egenfrekvensen skall vara över 10 Hz får bjälklag t065 inte ha längre spännvidd än 4.7 m, t085 inte över 4.9 m och t120 inte över 5.2 m.

De uppmätta egenfrekvenserna stämmer relativt väl med teorin. För $t_{085} L = 3.2$ beräknas egenfrekvensen till 24.3 Hz medan den uppmätta är 19.9 Hz. Vid den längre spannvidden 4.0 m är förhållandet omvänt och den beräknade är 15.6 Hz och den uppmätta är 16.2 Hz.

3.3 Mobilitet

T085 i ett fack

Vid mätning av mobilitet studeras även inverkan av att en person sitter på en stol på bjälklaget. Mobiliteten minskade relativt mycket vid de första egenfrekvenserna och dämpningen ökade. Samtliga diagram från mätningar av mobilitet redovisas i appendix C. På grund av bakgrundsbrus men även högpasfilter i laddningsförstärkarna går inte mobiliteten mot noll utan uppåt för de låga frekvenserna. Kurvan skulle egentligen gå mot noll från första egenfrekvensen.

I Tabell 3.6 visas egenfrekvens och dämpning för bjälklag $t_{085} L = 4.0$ m ett fack och i Tabell 3.7 för två fack. Vid ett fack gjordes även mätning med en person på bjälklaget och då fås inte tillräckligt stora utslag vid de låga frekvenserna för att utläsa dämpningen vid den första egenfrekvensen

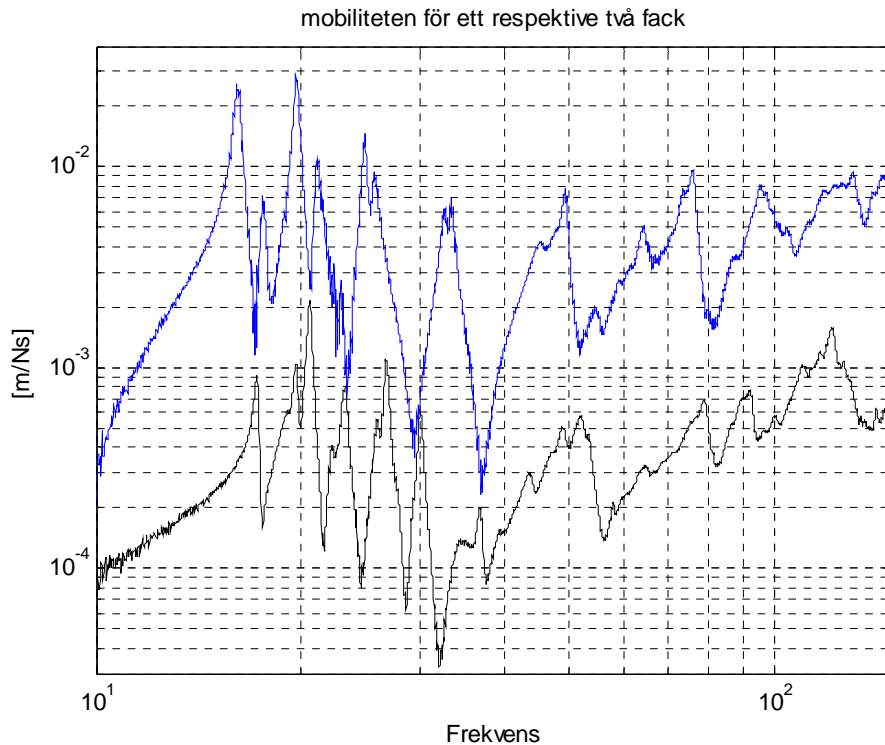
Egenfrekvens	Dämpning %
16.2	1.15
17.6	0.85
19.7	0.77
21.2	0.99

Tabell 3.6 De första egenfrekvenserna och deras dämpning (tomt bjälklag) $t = 0.85 L = 4.0$

Egenfrekvens	Dämpning %
17.2	0.88
19.7	1.01
20.7	0.86
23.3	1.16

Tabell 3.7 De första egenfrekvenserna och deras dämpning (tomt bjälklag) $t=0.85$ två fack, $L=4.0$

Skillnaden i mobilitet för ett respektive två fack visas i Figur 3.7. Mätningen visar att då ett bjälklag görs i två istället för ett fack fås en stor minskning av mobiliteten. Bjälklagets dämpning minskar för vissa egenfrekvenser och ökar för andra men den totala ändringen för de första egenfrekvenserna är små. Egenfrekvenserna för de första egenmoderna höjs något medan de är i stort sätt oförändrade för de högre egenmoderna.



Figur 3.7 Mobiliteten för ett respektive två fack. Den övre kurvan representerar ett fack och den undre två fack.

Då bjälklaget gjorts styvare i veka riktningen ändras första och andra egenfrekvensen relativt lite medan tredje och fjärde blir högre, se Tabell 3.8. Dämpningen ökar för vissa egenfrekvenser och minskar för andra. Generellt sett blir mobiliteten betydligt mindre för frekvenser under 40Hz, se Appendix C.

Egenfrekvens	Dämpning %
17.0	0.75
19.5	1.03
24.0	1.83
29.8	0.63

Tabell 3.8 De första egenfrekvenserna och deras dämpning (tomt bjälklag) $t=0.85$ två fack, $L=4.0$ förstärkt.

Analys av ett lätt stålbjälklag: Svikt, vibrationer och nedböjning
3 Resultat

Eigenfrekvenser och dämpning för t085 L = 3.2 visas i Tabell 3.9. Med en person på bjälklaget ökar första egenfrekvensen från 19.9 till 20.7 Hz och dämpningen från 0.98 till 5.9 %. Den procentuella ökningen av dämpningen är ca 600 %.

Eigenfrekvens	Dämpning %
19.9	0.98
27.2	0.99
29.7	0.72
32.9	0.99

Tabell 3.9 De första egenfrekvenserna och deras dämpning (tomt bjälklag) t=0.85 L=3.2

3.4 Dimensionering mot svikt och vibrationer

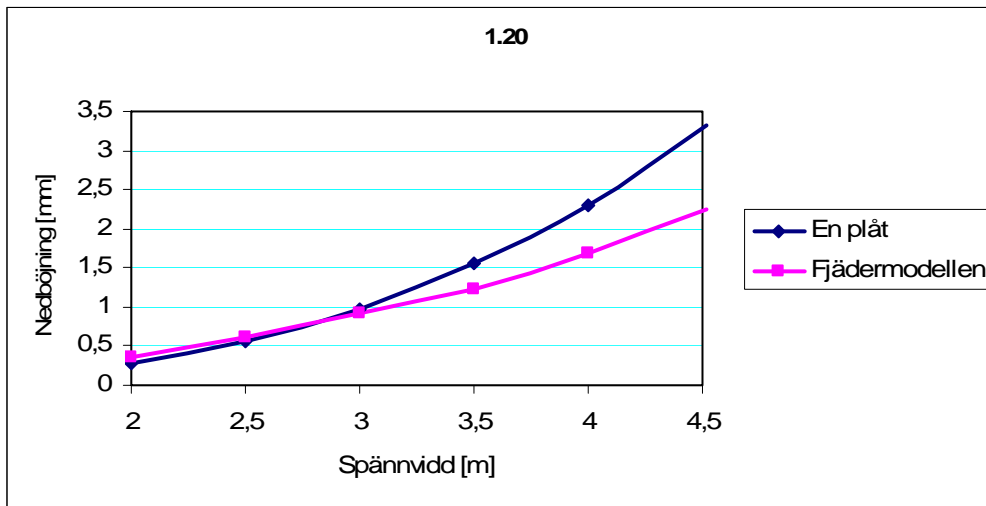
3.4.1 Nedböjning av punktlast

Fjäderkonstanter beräknas med ekvation 2.13 och redovisas för olika plåtar och olika spännvidder i Tabell 3.10. Det går även se ett samband mellan plåtar och olika spännvidder. Fjäderkonstanten för t065 med L = 3.0m har ungefär samma värde som t085 vid L = 3.5 och t1.20 vid L = 4.0 m.

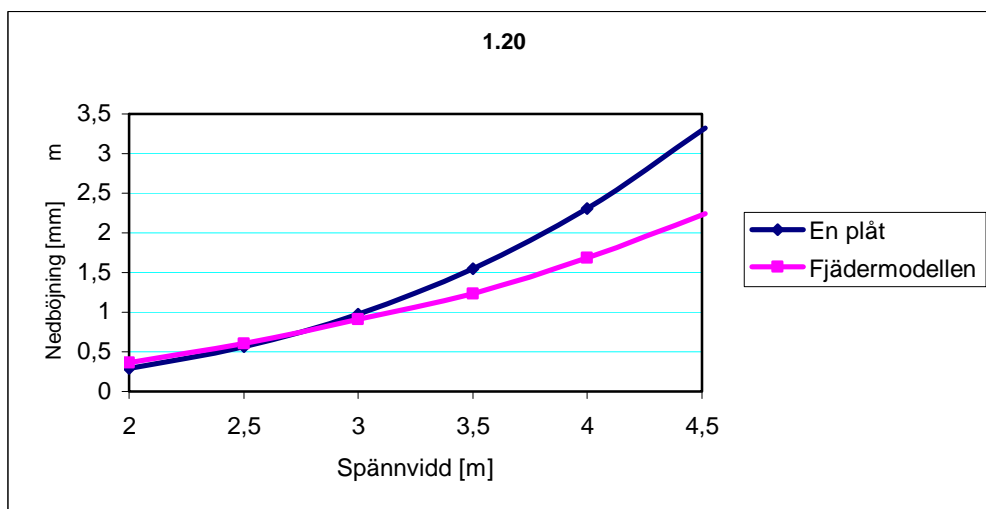
Fjäderkonstant vid spännvidd: [x10 ⁴]					
bjälklag\ L =	2	2.5	3.0	3.5	4.0
t = 0.65	58.6	30.0	17.4	10.9	-
t = 0.85	80.3	41.1	23.8	15.0	10.0
t = 1.20	115.5	59.1	34.2	21.5	14.4

Tabell 3.10 Fjäderkonstanter vid olika plåttjocklekar och spännvidder

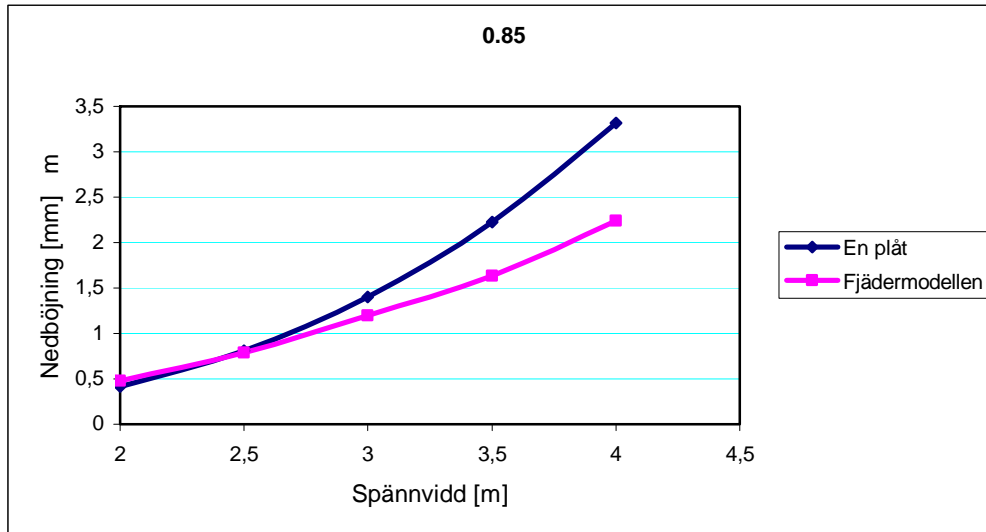
Nedböjningen som fås med fjädermodellen jämförs med nedböjning av en plåt. Nedböjningen av en plåt (bredd 615 mm) beräknas som vanlig balk belastad med en punktlast i sin mittpunkt. Nedböjningen av en plåt plottas i samma diagram som nedböjningen som fås av fjädermodellen, se



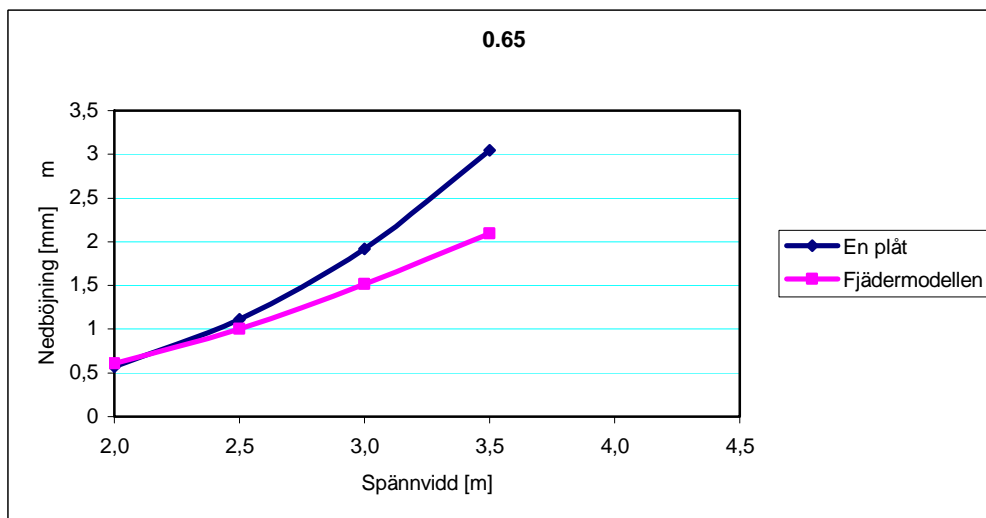
Figur 3.8, Figur 3.9 och Figur 3.10. I Figur 3.11 jämförs nedböjningen för de tre olika bjälklagen.



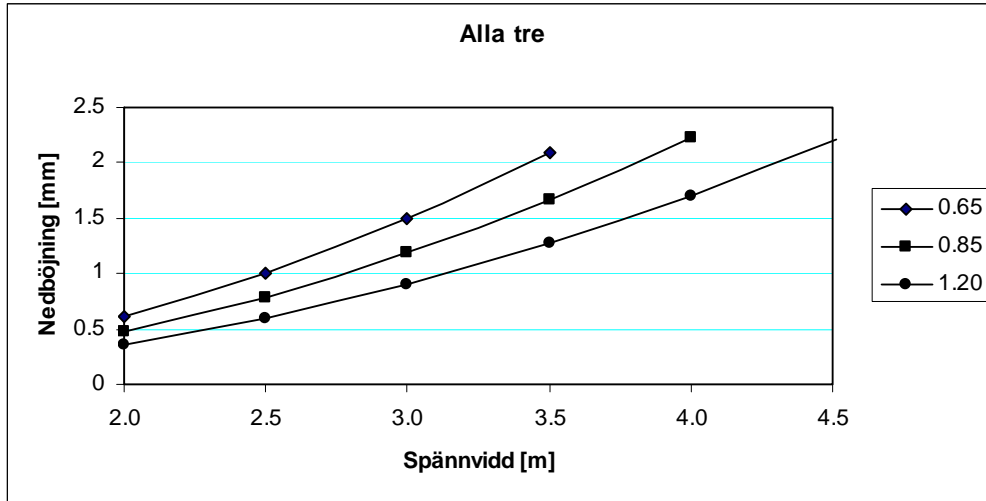
Figur 3.8 Nedböjning av punktlast för plåt 1.20mm, enligt fjädermodellen och av en plåt. Den övre kurvan är nedböjning beräknad på en plåt och den undre från fjädermodellen.



Figur 3.9 Nedböjning av punktlast för plåt 0.85mm, enligt fjädermodellen och av en plåt. Den övre kurvan är nedböjning beräknad på en plåt och den undre från fjädermodellen.



Figur 3.10 Nedböjning av punktlast för plåt 0.65 mm, enligt fjädermodellen och av en plåt. Den övre kurvan är nedböjning beräknad på en plåt och den undre från fjädermodellen.



Figur 3.11 Jämförelse av de tre bjälklagens nedböjning enligt fjädermodellen.

Trots att nedböjning av punktlast på en balk beror på spännvidden i kubik fås för dessa spännvidder en relativt bra kurvanpassning med en andragradskurva.

I samtliga analyser nedan där en beräknad nedböjning används utnyttjas den nedböjning av punktlast som fås ur fjädermodellen.

Det går med fjädermodellen att få nedböjningen även i andra punkter än mittpunkten, detta genom att beräkna fjäderkonstanten för den punkt som är av intresse.

3.4.1.1 Kontinuerliga bjälklag

För en balk som läggs kontinuerlig i två fack istället för ett, så minskar nedböjning av en punktlast i mitten av ett fack med cirka 28 % (från ett fack med längd L till en kontinuerlig balk i två fack med längd L), se ekvation 3.1 och Figur 2.9.

Minskad nedböjning med två fack :

$$\frac{0.01497}{0.020833} = 0.72 = 72 \% \quad 3.1$$

Hur mycket bättre nedböjningen av en punktlast blir då ett bjälklag ändras från ett till två fack är svårt att förutse då det bland annat beror på lokala effekter och hur mycket lasten sprids i sidled. En bättre uppfattning av nedböjningen kan fås från fjädermodellen. Om en vågtopp och en vågdal åter ses som fria balkar utan samverkan kan styvheten individuellt för varje fjäder i två fack beräknas genom att dividera med 0.72. Som exempel tas det fall som även provas, t085 L = 4:

Analys av ett lätt stålbjälklag: Svikt, vibrationer och nedböjning
3 Resultat

Fjäderkonstant t085 L = 4.0, ett fack: 10.04
Fjäderkonstant t085 L = 4.0, två fack: $10.04/0.72 = 13.94$
Fjäderkonstant 13.94 motsvarar: t085, L = 3.59, ett fack
Nedböjning t085 L = 4.0, ett fack: 2.22 mm (fjäderkonstant 10.04)
Nedböjning t085 L = 4.0, två fack: 1.75 mm (fjäderkonstant 13.94)
Förändring, nedböjning minskar till: 0.79 av den vid ett fack

Detta visar att förbättringen troligen inte är lika stor vid kontinuerliga bjälklag som vid kontinuerliga balkar. Detta kan även observeras vid mätning av nedböjningen då nedböjningen (samma bjälklag som ovan) för ett fack uppmättes till 2.36 mm och för två fack till 2.01 mm. Detta innebär att nedböjningen vid två fack är 85 % av den vid ett fack. Därmed ses att minskningen är mindre än den uppskattade. Beräknad nedböjning för två fack uppgår till 0.79 av den vid ett fack.

Samtliga uppmätta nedböjningar av punktlast och motsvarande beräknad nedböjning presenteras i Tabell 3.11. I tabellen ses att fjädermodellen har relativt god överensstämmelse vid längre spännvidder och något sämre vid kortare spännvidder. För två fack är förbättringen mindre än beräknat.

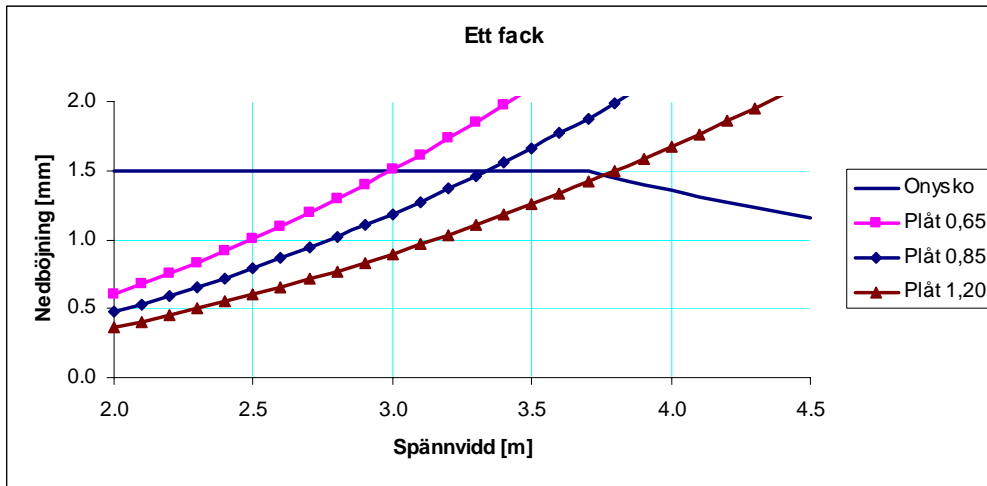
Bjälklag	Beräknad [mm]	Uppmätt [mm]	Avvikelse [%]
T085 4.0 m ett fack	2.24	2.36	+ 5 %
T085 4.0 m två fack utan skruv	–	2.8	–
T085 4.0 m två fack	1.77 resp. 1.61	2.01	12 resp. 20 %
T085 4.0 m två fack, förstärkt	*	1.52	–
T085 4.0 m två fack, förstärkt plus extra skruv	*	1.50	–
T085 3.2 m ett fack	1.37	1.63	+ 16 %
T120 4.5 m ett fack	2.23	2.24	0 %

Tabell 3.11 Jämförelse av beräknade och uppmätta nedböjningar av punktlast. *se avsnitt 3.5”.

Nedböjningsgrafer och figurer över nedböjningens spridning i sidled och längsled samt bilder på bjälklaget då det trycktes till brott finns i Appendix A.

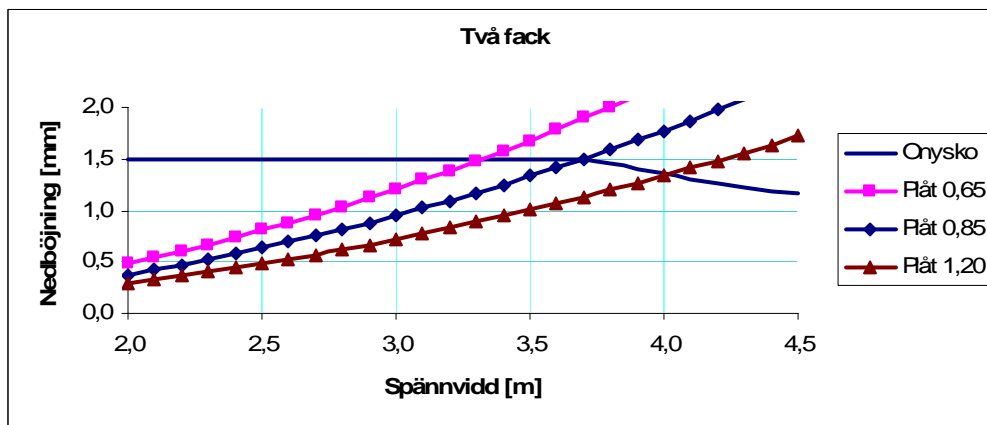
3.4.2 Kriterier enligt Onyskos och Hu

Om nedböjningskurvorna från fjädermodellen plottas i samma diagram som Onyskos nedböjningskrav kan maximala spännvidder med hänsyn till nedböjning utläsas, se Figur 3.12.



Figur 3.12 Nedböjning för olika plåttjocklekar och Onyskos nedböjningskrav.

Om nedböjningen för två fack antas minska på samma sätt som för en balk, så minskar nedböjningen till ungefär 79 % av den för ett fack. Detta visas i Figur 3.13.



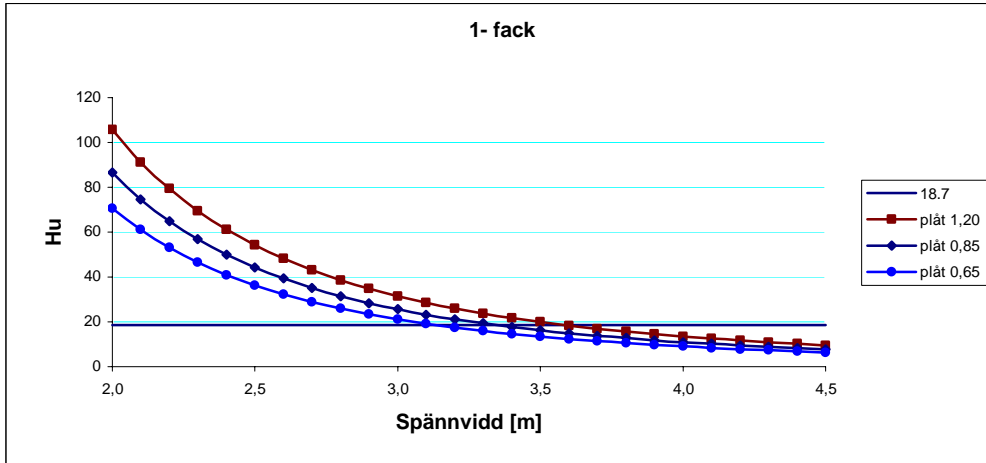
Figur 3.13 Förväntad nedböjning av en 1kN punktlast för bjälklag i två fack.

Gränsen för spännvidd i ett och två fack med hänsyn till Onyskos kriterium kan även ses i Tabell 3.12

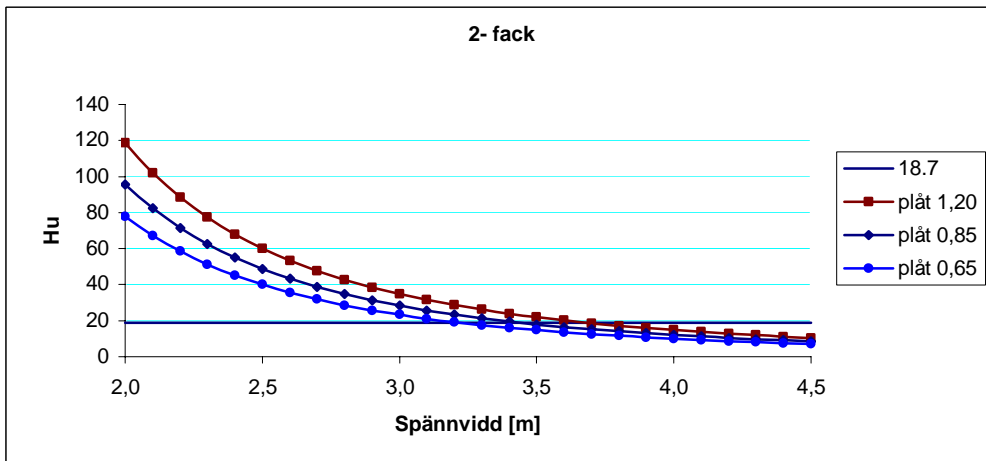
Bjälklag	ett-fack	två-fack
0.65	3.0	3.4
0.85	3.3	3.8
1.20	3.7	4.1

Tabell 3.12 Maximal spännvidd i ett respektive två fack för olika plåtar med hänsyn till nedböjning enligt Onysko.

Hu:s kriterium kan på samma sätt som Onyskos plottas i en graf för att se maximala spännvidder.



Figur 3.14 Hu:s kriterium som funktion av spännvidden för ett fack.



Figur 3.15 Hu:s kriterium som funktion av spännvidden för två fack.

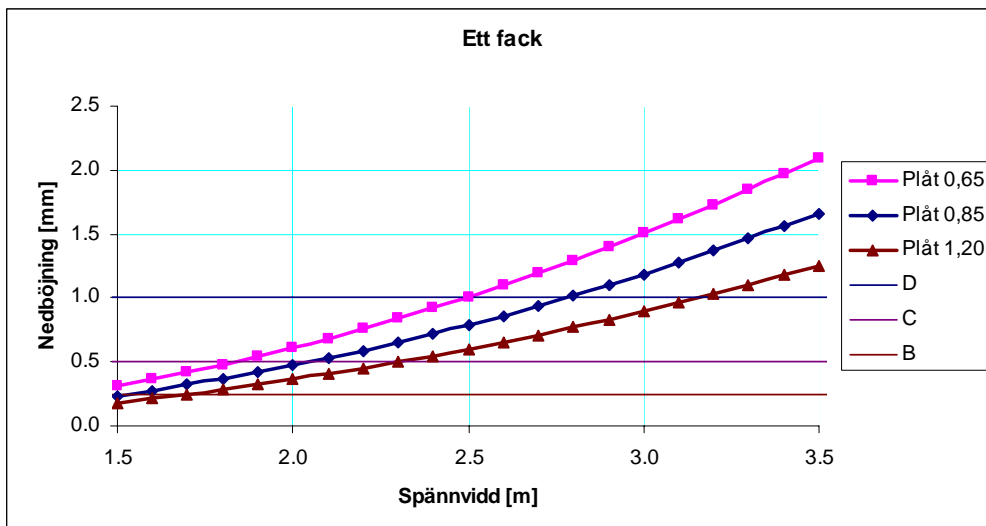
Bjälklag	en-fack	två-fack
0.65	3.1	3.2
0.85	3.3	3.5
1.20	3.5	3.7

Tabell 3.13 Maximal spännvidd i ett respektive två fack för olika plåtar med hänsyn till nedböjning enligt Hu.

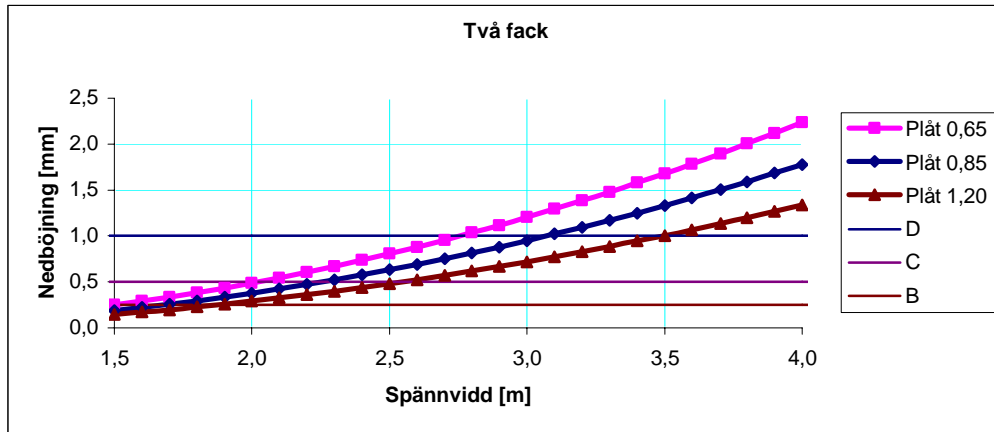
Som kan ses ovan så ger de två olika kriterierna ungefär liknande svar om vilken som är den maximala spännvidden. Hu intervall av spännvidder för de olika bjälklagen är dock något snävare än enligt Onysko.

3.4.3 Taljas kriterier

Av egenfrekvenserna kan ses att samtliga längder av bjälklaget som utvärderas är bjälklag med hög grundresonans. Klassificeringen av bjälklagen sker därför med punktlastkriteriet. I Figur 3.16 och Figur 3.17 visas några olika bjälklagsklasser och nedböjningen för tre olika plåtar vid olika spännvidder. Den maximala spännvidden som kan användas beror på vilken klass som önskas. Det finns även möjlighet att ange ytterligare klasser beroende på användningsområde. Detta eftersom de klasser som finns i huvudsak är framtagna för lägenheter och kontor.



Figur 3.16 Bjälklagens nedböjning av punktlast och de tre olika klasserna B, C och D (ett fack). Linjerna är i samma ordning som i förklaringen.



Figur 3.17 Bjälklagens nedböjning av punktlast och de tre olika klasserna B, C och D (två fack). Linjerna är i samma ordning som i förklaringen.

3.4.4 Ohlssons kriterier

De formler för impulshastighetsrespons som finns i Boverkets handbok [3] är anpassade för fyrsidigt upplagda plattor är därför inte helt rättvisande vid så smala enkelspända plattor som utvärderas i denna rapport. Vid större bredder borde det dock gå att se en inre del av bjälklaget som fyrsidigt upplagd.

Impulshastighetsresponsen beräknas med ekvation 2.16 och plottas för tre plåttjocklekar i Ohlssons diagram. Se Figur 3.18. Impulshastighetsresponsen är plottad för olika spännvidder med steg om 0,1 m. För de olika plåtarna är spännvidderna:

T065: 2,4 - 5,3 m

T085: 2,5 - 5,3 m

T120: 2,7 - 5,3 m

De maximala spännvidderna som kan användas utan att hamna i osäkert område är:

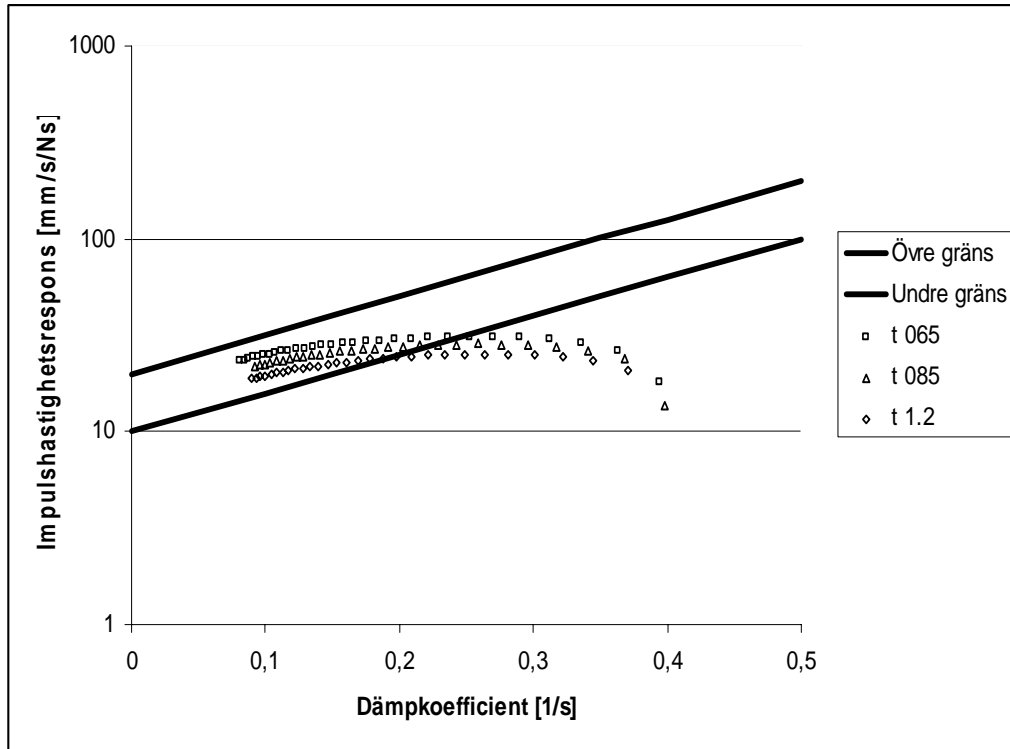
T065: 3,0 m

T085: 3,3 m

T120: 3,7 m

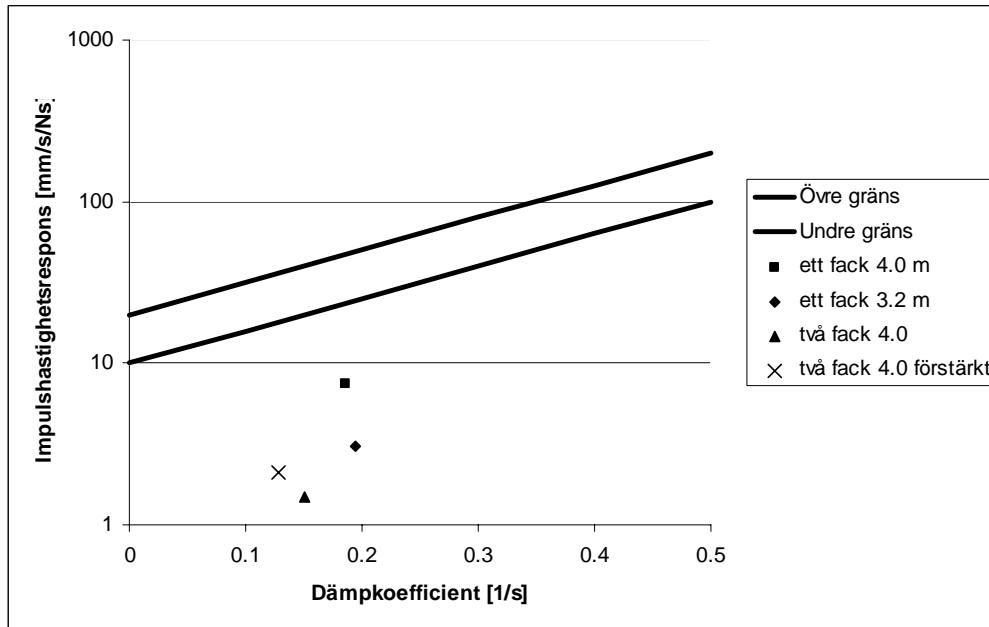
Intressant är att ett stort spännviddsområde hamnar i det osäkra området. Det kan därför vara lämpligt att enbart titta på de spännvidder som hamnar i området som klassas som ”bättre”.

En anledning till att kurvan för bjälklagen planar ut är för att bjälklagets längd blir stor i förhållande till dess bredd och därmed förs vibrationer och last ut till upplag genom veka riktningen då metoden bygger på fyrsidigt upplagda bjälklag.



Figur 3.18 Ohlssons kriterium och de aktuella bjälklagen i ett fack. Området över linjerna klassas som "störande", mellan linjerna som "osäkert" och det undre som "bättre". Beräkningarna är gjorda med bredd 5m

Impulshastighetsresponsen från försök blev betydligt lägre än den som beräknats. Resultatet visas i Figur 3.19 där det går att se att samtliga testade spännvidder hamnar i området "bättre". Då det är tydligt att så inte är det verkliga fallet är det rekommendera att impulshastigheten istället beräknas analytiskt med ekvation 2.16, om Ohlssons metod skall användas.



Figur 3.19 Utvärdering med Ohlssons metod. Samtliga för plåttjocklek 0.85 mm

Den uppmätta impulshastighetsresponsen för samtliga mätningar visas i Appendix C. De längsta spännvidderna som tillåts enligt Ohlsson är ungefär samma som fås med de övriga utvärderade kriterierna.

3.5 Förbättringar av bjälklag mht svikt och vibrationer

Den hatt-profil som används vid försöken visas i Figur 2.10. För att försöka få en uppskattning av punktlastens ökade spridning i sidled görs en jämförelse med profilens respektive plywoodens styvhet.

Profilens styvhet kan jämföras med plywooden och då ses att den är 18.9 gånger styvare än en strimla plywood med bredd en meter. Profilens tröghetsmoment är $0.305 \times 10^{-6} \text{ m}^4$.

Plywood:

$$I \cdot E = EI_m$$

$$454 \cdot 10^{-9} \cdot 7452 \cdot 10^6 = 3383 \text{ Nm}^2 / \text{m}$$

Profil:

$$I \cdot E = EI_m$$

$$0.305 \cdot 10^{-6} \cdot 210 \cdot 10^9 = 64050 \text{ Nm}^2$$

Används profilens tröghetsmoment i den tidigare nämnda fjädermodellen i Ramanalys så minskar nedböjningen för plåt t1.20 vid spännvidd 3.5m från 1.2 mm till 0.7 mm (utan hänsyn till samverkan). Den verkliga förändringen får försök utvisa. Det kan dock konstateras att en avstyvning i veka riktningen bör minska nedböjningen av en punktlast avsevärt.

Precis som vid stöd bör den ökade risken för buckling i livet beaktas vid stora punktlaster. Det bör även kontrolleras att profilen inte utnyttjas över sin böjmomentkapacitet då detta skulle ge en kvarstående deformation.

Profilen provades vid försök med t085 L = 4.0m två fack. Nedböjningen innan profilen skruvades dit var 2.01 mm. Efter att profilen monterats uppmättes nedböjningen till 1.52 mm. Förbättringen är 24.4 %.

För att utvärdera om det går att få ytterligare förbättring genom ökad samverkan skruvades två skruv mellan plywood och plåt i varje vågtopp mittför profilen. Nedböjningen uppmättes till 1.50 mm. Därmed kan det konstateras att den samverkan som finns är så liten att den kan negligeras. Samma sak konstaterades vid mätning av nedböjning med linjelast, se avsnitt 3.1.

3.6 *Subjektiv utvärdering*

Då det var mycket tydligt att längden 4.0 m för bjälklag t085 är olämplig om det kommer att vistas mer än en person på bjälklaget utfördes inga subjektiva test på denna längd. Tidigare beräkningar har även visat att denna spännvidd inte uppfyller några kriterier. Försökspersonerna fick rangordna bjälklaget på en femgradig skala där fem är bäst och ett är sämst. Det är intressant att rörelserna hos bladen på en krukväxt upplevs som mer störande än vibrationerna. Detta tyder på att i vissa fall kan de sekundära effekterna vara mer störande än vibrationerna i sig.

Ett fack, t085 L = 3.2

Vid längden 3.2 m svarade testpersonerna ungefär som det kan förväntas med tanke på olika kriterier. Nedböjningen av en 1 kN punktlast är 1.7 mm. Resultatet av utvärderingen visas i Tabell 3.14 till Tabell 3.17.

Antal	Bedömning
0	Perfekt
10	Acceptabelt
2	Knappt acceptabelt
1	Oacceptabelt
0	Klart otrevligt

Tabell 3.14 Försökspersonernas bedömning av hur det är att gå på bjälklaget med hänsyn till svikt och vibrationer.

Analys av ett lätt stålbjälklag: Svikt, vibrationer och nedböjning
3 Resultat

Vibrationer då någon går förbi	
Antal	Bedömning
0	Ej märkbara
0	Märkbara
4	Lätt störande
7	Klart störande
2	Obehagliga

Tabell 3.15 Försökspersonernas bedömning av hur störande vibrationerna är då någon går förbi.

Blomman då någon går förbi	
Antal	Bedömning
0	Ej märkbara
0	Obetydliga
3	Märkbara
3	Lätt störande
7	Klart störande

Tabell 3.16 Försökspersonernas bedömning av hur störande rörelserna är hos en krukväxt då någon går förbi.

Ja	Nej	Fråga
0	13	Som golv i din bostad
0	13	Som golv i din bostad om vibrationerna kommer från en annan lägenhet
7	6	Som golv i ett kontor där det är lite persontrafik i korridoren utanför
1	12	Som golv i ett kontor där det är mycket persontrafik i korridoren utanför
12	1	Som golv i ett lager där det är glest mellan människorna
7	6	Som golv i ett lager där det rör sig mycket folk

Tabell 3.17 Försökspersonernas svar på frågor om vid vilka användningsområden de anser att bjälklaget är acceptabelt.

Två fack, t085 L = 4.0

Utvärderingen gjordes i två fack vid spännvidd 4.0 m både med och utan förstärkning. På grund av tidsbrist hann endast 5 personer göra utvärderingen utan förstärkning. En av försökspersonerna missade dock baksidan av frågeformuläret och därför finns endast 4 svar om i vilka situationer bjälklaget skulle anses vara godkänt. Nedböjningen av en punktlast på 1 kN är 2.0 mm Resultatet av utvärderingen visas i Tabell 3.18 till Tabell 3.21.

Analys av ett lätt stålbjälklag: Svikt, vibrationer och nedböjning
3 Resultat

Antal	Bedömning
0	Perfekt
2	Acceptabelt
2	Knappt acceptabelt
0	Oacceptabelt
0	Klart otrevligt

Tabell 3.18 Försökspersonernas bedömning av hur det är att gå på bjälklaget med hänsyn till svikt och vibrationer. Medelvärde 3.6

Vibration i samma Fack		Vibration från motstående Fack	
Antal	Bedömning	Antal	Bedömning
0	Ej märkbara	0	Ej märkbara
0	Märkbara	1	Märkbara
1	Lätt störande	1	Lätt störande
3	Klart störande	3	Klart störande
1	Obehagliga	0	Obehagliga

Tabell 3.19 Försökspersonernas bedömning av hur störande vibrationerna är då någon går i samma respektive motstående fack. Medelvärde 2.2 respektive 2.6

Blomman, person i samma fack		Blomman, person i motstående fack	
Antal	Bedömning	Antal	Bedömning
0	Ej märkbara	0	Ej märkbara
0	Obetydliga	0	Obetydliga
1	Märkbara	1	Märkbara
1	Lätt störande	2	Lätt störande
3	Klart störande	2	Klart störande

Tabell 3.20 Försökspersonernas bedömning av hur störande rörelserna är hos en krukväxt då någon går i samma respektive motstående fack. Medelvärde 1.6 respektive 1.8

Analys av ett lätt stålbjälklag: Svikt, vibrationer och nedböjning
3 Resultat

Ja	Nej	Fråga
1	3	Som golv i din bostad:
0	4	Som golv i din bostad om vibrationerna kommer från en annan lägenhet (den andra lägenheten ligger i motsatt del)
Som golv i ett kontor där det är lite persontrafik i korridoren utanför, om:		
1	3	korridoren är i den del där du sitter:
1	3	korridoren är i motsatt del:
Som golv i ett kontor där det är mycket persontrafik i korridoren utanför, om:		
0	4	korridoren är i den del där du sitter:
0	4	korridoren är i motsatt del:
4	0	Som golv i ett lager där det är glest mellan människorna:
1	3	Som golv i ett lager där det rör sig mycket folk:

Tabell 3.21 Försökspersonernas svar på frågor om i vilka situationer bjälklaget skulle klassas som acceptabelt.

Två fack, t085 L = 4.0, Förstärkt

Då bjälklaget gjorts styvare i veka riktningen gjordes samma undersökning som utan förstärkning. Nedböjningen av en punktlast på 1 kN är 1.52 mm. Resultatet av utväreringen visas i Tabell 3.22 till Tabell 3.25

Antal	Bedömning
1	Perfekt
10	Acceptabelt
3	Knappt acceptabelt
0	Oacceptabelt
0	Klart otrevligt

Tabell 3.22 Försökspersonernas bedömning av hur det är att gå på bjälklaget med hänsyn till svikt och vibrationer. Medelvärde 3.9

Analys av ett lätt stålbjälklag: Svikt, vibrationer och nedböjning
3 Resultat

Vibration i samma fack		Vibration från motstående fack	
Antal	Bedömning	Antal	Bedömning
0	Ej märkbara	0	Ej märkbara
2	Märkbara	1	Märkbara
2	Lätt störande	8	Lätt störande
10	Klart störande	5	Klart störande
0	Obehagliga	0	Obehagliga

Tabell 3.23 Försökspersonernas bedömning av hur störande vibrationerna är då någon går i samma respektive motstående fack. Medelvärde 2.4 respektive 2.7

Blomman, person i samma fack		Blomman, person i motstående fack	
Antal	Bedömning	Antal	Bedömning
0	Ej märkbara	0	Ej märkbara
0	Obetydliga	0	Obetydliga
4	Märkbara	6	Märkbara
4	Lätt störande	4	Lätt störande
6	Klart störande	4	Klart störande

Tabell 3.24 Försökspersonernas bedömning av hur störande rörelserna är hos en krukväxt då någon går i samma respektive motstående fack. Medelvärde 1.9 respektive 2.1

Ja	Nej	Fråga
2	12	Som golv i din bostad:
0	14	Som golv i din bostad om vibrationerna kommer från en annan lägenhet (den andra lägenheten ligger i motsatt del).
Som golv i ett kontor där det är lite persontrafik i korridoren utanför om:		
4	10	korridoren är i den del där du sitter:
6	8	korridoren är i motsatt del:
Som golv i ett kontor där det är mycket persontrafik i korridoren utanför om:		
1	13	korridoren är i den del där du sitter:
1	13	korridoren är i motsatt del:
13	1	Som golv i ett lager där det är glest mellan människorna:
9	5	Som golv i ett lager där det rör sig mycket folk:

Tabell 3.25 Försökspersonernas svar på frågor om i vilka situationer bjälklaget skulle klassas som acceptabelt.

Analys av ett lätt stålbjälklag: Svikt, vibrationer och nedböjning
3 Resultat

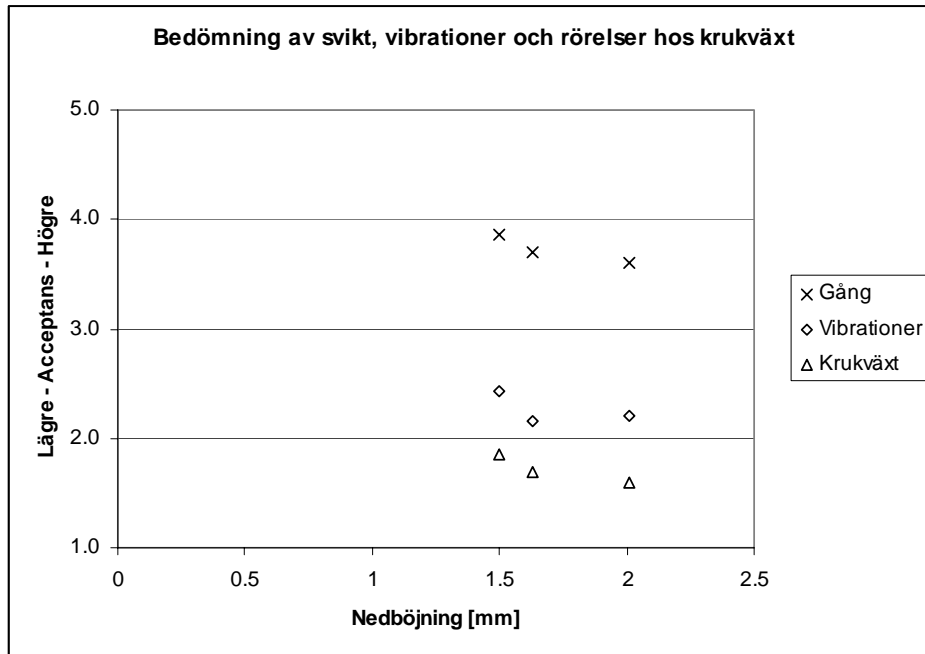
Fyra personer gjorde testet både med och utan förstärkning. En liten skillnad i svaren kan ses. Skillnaden är relativt liten men så är även skillnaden i nedböjning av 1 kN punktlast. Resultatet visas i Tabell 3.26.

Fråga:	gång	Vib 1	Blo 1	Vib 2	Vib 2
Medel, utan	3.5	2.3	1.8	2.8	2.0
Medel, med	3.8	2.3	2.0	2.8	2.5

Tabell 3.26 Medeltal med och utan förstärkning för fyra deltagare. Gång: då personen går själv, Vib 1 / Blo 1: vibrationer / rörelser hos krukväxt då någon går i samma fack, Vib 2: vibrationer / rörelser hos krukväxt då någon går i motsatt fack

För att för att tydligare se för vilka fall bjälklaget anses acceptabelt har en del av svaren på frågorna ovan plottats som acceptans mot nedböjning av punktlast. I Figur 3.20 visas hur försökspersonerna bedömt hur det var att gå över golvet med hänsyn till svikt och vibrationer, hur vibrationerna kändes då någon gick förbi samt hur störande vibrationerna hos en krukväxts blad var då någon gick förbi. För fallet med 2 mm nedböjning ($t_{085} L = 4.0$ två fack) svarade endast fem försökspersoner på frågorna, om fler svarat så hade dessa svar eventuellt skiljt sig mer från de andra två. Ett annat problem i jämförelsen är att redan vid de andra två proven då bjälklaget är betydligt bättre ur svikt och vibrationssynpunkt får bjälklaget låga utvärderingspoäng. Försökspersonerna vill kanske inte gå så långt att de kallar vibrationerna obehagliga även om de är betydligt mer kännbara än för de andra försöken.

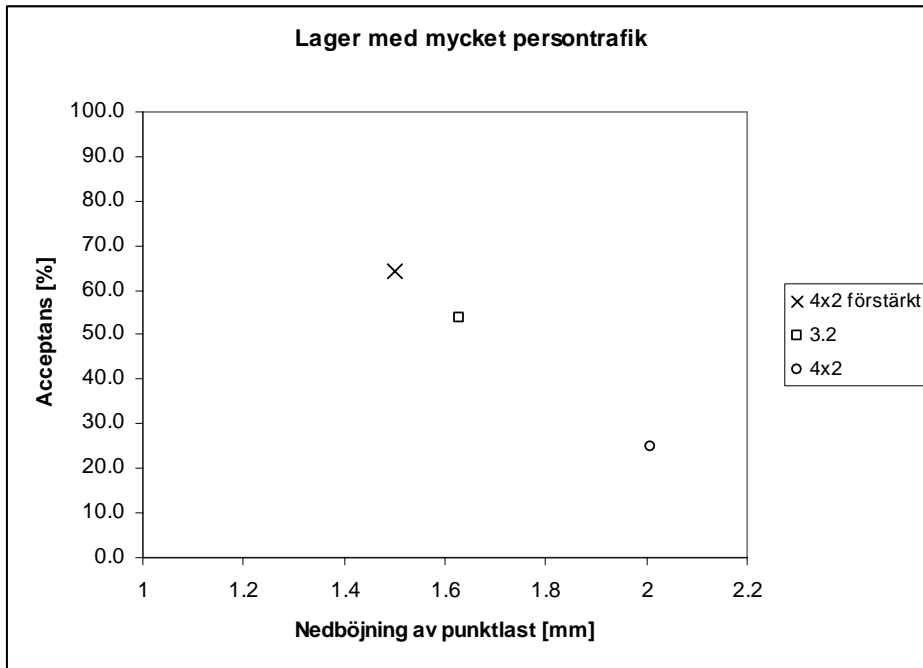
Analys av ett lätt stålbjälklag: Svikt, vibrationer och nedböjning
3 Resultat



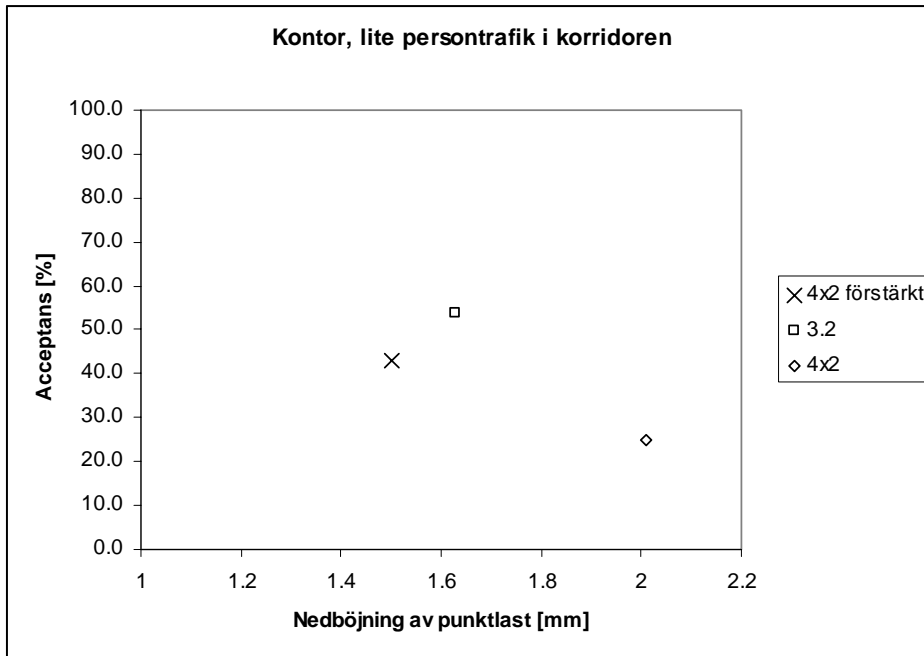
Figur 3.20 Försökspersonernas bedömning av bjälklaget. För fallen med två fack har svaren då någon går i samma fack använts.

I Figur 3.21 visas för vilka fall bjälklaget godkännts som lager med mycket persontrafik och i Figur 3.22 acceptansen för kontor med lite persontrafik i korridoren utanför.

Analys av ett lätt stålbjälklag: Svikt, vibrationer och nedböjning
3 Resultat



Figur 3.21 Acceptansen som funktion av nedböjningen av en punktlast. Lager med mycket persontrafik. Samtliga är t085.



Figur 3.22 Acceptansen som funktion av nedböjningen av en punktlast. Kontor med lite persontrafik i korridoren utanför. För fallet med två fack antas korridoren ligga i motstående fack.

För lager med mycket persontrafik följer acceptansen nedböjningen av en punktlast relativt väl. På frågan om bjälklaget skulle vara godkänt som kontor med lite persontrafik i korridoren utanför ser det lite annorlunda ut. En trolig anledning till detta är att bland annat på grund av den låga dämpningen sprids vibrationer långt och då försökspersonerna satt på en stol upplevde de vibrationerna tydligt även om den gående personen befann sig relativt långt från försökspersonen. Detta fenomen var inte lika tydligt då bjälklaget utvärderade i ett fack med spännvidd 3.2 m.

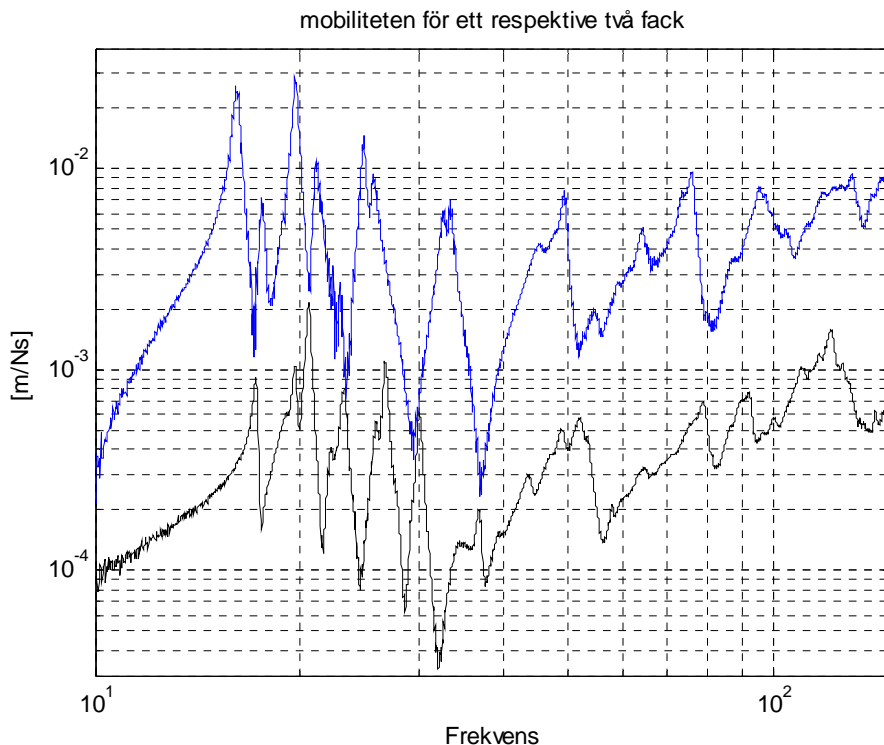
Vid de subjektiva försöken används som tidigare nämnts wire för att förhindra horisontella vibrationer. Vid mätning av mobilitet kan det konstateras att den wire som används har en relativt liten inverkan på mobiliteten. Detta kan ses i Figur 9.10 i Appendix C

4 Analys

4.1 Mobilitet och impulshastighetsrespons

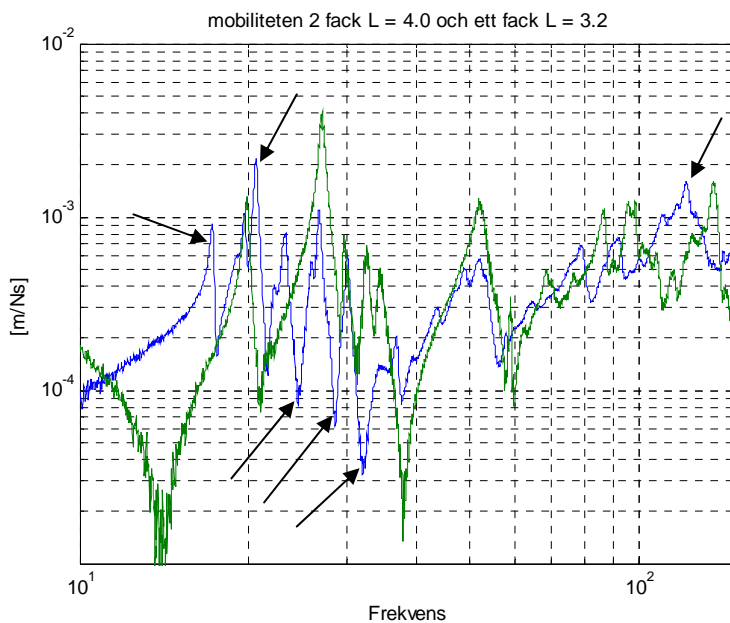
Mätningarna ger en bild av skillnaden mellan olika spännvidder och ett- respektive två fack. Från dessa kurvor går det att jämföra skillnaden i mobilitet för bjälklagen med skillnaden i exempelvis nedböjningen av en 1 kN punktlast.

Skillnaden mellan ett och två fack är relativt stor. Mobilitetskurvan är nästan parallellförflyttad nedåt då bjälklaget går från ett till två fack med samma spännvidd, se Figur 4.1. Den uppmätta impulshastighetsresponsen minskar från 7.5 till 1.5 mm/s/Ns medan nedböjning av punktlast endast ändras från 2.24 till 2.01 mm. Det kan därmed konstateras att förändringen av bjälklagets mobilitet förefaller vara större än minskningen av nedböjning av en 1 kN punktlast. Vid jämförelse mellan nedböjning av punktlast, mobilitet och människors uppfattning måste hänsyn tas till att det inte går att göra en direkt översättning mellan de olika kvantiteterna. Resultatet pekar dock på att ett bjälklag i två fack kommer uppfattas som bättre än ett bjälklag i ett fack.



Figur 4.1 Mobiliteten för ett respektive två fack. Den övre kurvan representerar ett fack och den undre två fack.

Om mobiliteten för två fack med spännvidd 4.0 m jämförs med ett fack med spännvidd 3.2 m ses att mobiliteten är ungefär lika stor. Den största skillnaden är vid vilka frekvenser bjälklagets egenmoder ligger. Mobilitetskurvorna för de två olika fallen visas i Figur 4.2. Intressant i detta fall är att nedböjningen av en 1 kN punktlast för ett fack är betydligt lägre än för två fack, jämför 2.24 mm med 1.63 mm. Det går inte från mobilitetskurvorna säga vilket bjälklag som skulle uppfattas som det bästa, men att den subjektiva skillnaden skulle vara relativt liten jämfört med skillnaden i nedböjning av punktlast.



Figur 4.2 Jämförelse av mobiliteten för ett och två fack då fallet med två fack har längre spännvidd. Pilarna pekar på kurvan för två fack.

4.2 Punktlast, Fjädermodellen

Den nedböjning som beräknats med fjädermodellen ligger relativt nära verkligheten. Mätningarna pekar dock på att modellen underskattar nedböjningen för kortare spännvidder, under 4 meter, men stämmer bättre för de lite längre spännvidderna 4 - 4.5 m. I åtanke bör även finnas risken för mätfel. Bland annat har punktlasten inte alltid applicerats exakt i vekaste punkten utan en viss förskjutning finns.

Justering av nedböjningen för två fack måste göras eftersom mätningarna pekar på att förbättringen endast är 15 % jämfört med ett fack. De utförda mätningarna är inte tillräckligt många för att med säkerhet säga att kurvorna stämmer, men de ger en bild över nedböjningen och spridningen av en punktlast med kort varaktighet.

4.3 Dimensioneringsmetoder mht svikt och vibrationer

En jämförelse mellan maximala spännvidder för bjälklaget i ett fack med olika dimensioneringskriterier presenteras i Tabell 4.1. Observera att Talja's kriterier saknas eftersom dessa är punktlastkriterier på samma sätt som BKR men med hårdare krav. I Tabell 4.2 visas motsvarande för två fack. Anledningen till att Ohlssons kriterium saknas är att enligt Ohlsson fås ungefär halverad respons vid två fack. På grund av detta skulle alla de beräknade längderna hamna i området "bättre". Tabellerna bygger helt på beräknade värden, men hänsyn har tagits till att minskningen av nedböjning endast är 15 % för två jämfört med ett fack.

Bjälklag	Onysko	Hu	BKR (1.5mm)	Ohlsson
0.65	3.0	3.1	3.0	3.0
0.85	3.3	3.3	3.3	3.3
1.20	3.7	3.5	3.8	3.7

Tabell 4.1 Jämförelse mellan olika maximala spännvidder för bjälklag i ett fack enligt olika kriterier.

Bjälklag	Onysko	Hu	BKR (1.5mm)	Ohlsson
0.65	3.2	3.2	3.2	–
0.85	3.5	3.4	3.5	–
1.20	4.0	3.6	4.1	–

Tabell 4.2 Jämförelse mellan olika maximala spännvidder för bjälklag i två fack enligt olika kriterier.

De kriterier som har utvärderats här är kriterier framtagna för bostäder och kontor. För ett av de subjektivt utvärderade bjälklagen, t085 L = 3.2 ett fack, kan det ses att detta bjälklag uppfyller samtliga kriterier. Mätningen visar dock att nedböjningen av en punktlast är 1.63 mm vilket är mer än kriterierna tillåter. Vägs denna mätning in i tabellen ovan går det att utläsa att Ohlssons metod tillåter något längre spännvidder än de andra kriterierna. Den subjektiva utvärderingen visar dock att bjälklaget (t085 L = 3.2 ett fack) inte skulle vara godkänt som bjälklag i en bostad. Detta kan bero på den låga dämpningen som bland annat bidrar till att vibrationerna sprids relativt långt. Med hänsyn till de olika kriterierna och resultatet av den subjektiva utvärderingen är det lämpligt att titta på Taljas kriterier som är betydligt mer restriktiva i dimensioneringen. De krav som Talja anger som normalt inom en bostad är maximalt 0.5 mm nedböjning av en 1 kN punktlast. Om den lokala nedböjningen tas med i Taljas kriterier får nedböjningen vara 1 mm, men även detta krav är betydligt hårdare än de kriterier som finns i de andra dimensioneringsmetoderna. Den subjektiva

utvärderingen pekar på att Taljas kriterier är mest lämpade för det aktuella bjälklaget eftersom Taljas kriterier överensstämmer bäst med försökspersonernas uppfattning.

En intressant aspekt är att försökspersonerna skulle tillåta betydligt mer vibrationer i kontorsmiljö än i sin bostad. Detta motsägs av de olika metoderna som sägs vara anpassade för både bostäder och kontor. Det antal subjektiva mätningar som gjorts är dock för få till antalet för att dra några slutsatser om det finns några verkliga skillnader mellan hemmiljö och kontorsmiljö. En viktig aspekt som bör vägas in i detta sammanhang är vilken koppling den person som störs har till den störande källan. Familjemedlemmar som går förbi i hemmet är upplevs troligen inte lika störande som okända människor som passerar i en korridor.

Hur stor nedböjning av punktlast som kan tillåtas måste bedömas utifrån aktuellt användningsområde. Taljas kriterium kan användas som utgångspunkt, dock kan ytterligare klasser läggas till för andra tillämpningar, till exempel lager där kraven inte behöver vara lika restriktiva som för bostäder.

Vid användning av bjälklaget i miljöer med maskiner som kan ge upphov till störande vibrationer bör komfortkraven i ISO-standarden uppfyllas. Om bjälklaget används som underlag för en maskin och det endast sällan vistas människor, för till exempel tillsyn. Så kan det vara lämpligt att se till att bjälklagets lägsta egenfrekvens hamnar över den frekvens som maskinen ger ifrån sig för att undvika resonans. Hänsyn måste då tas till att maskinens massa sänker bjälklagets egenfrekvens. Någon form av dämpande koppling mellan maskin och bjälklag är också lämplig.

5 Slutsatser

Om ett bjälklag utförs i två fack istället för ett (med samma spännvidd) minskar mobiliteten med mer än en tio-potens. Mobiliteten minskar inte proportionellt mot hur mycket nedböjningen av en punktlast minskar. Mobilitetens magnitud minskar betydligt mer. Såvida inte vibrationerna sprids från ett rum med livlig aktivitet (t ex lager med mycket persontrafik) till ett rum med låg aktivitet (t ex kontor) är det att rekommendera att bjälklagen utförs i två eller fler fack.

Samverkan mellan plåt och plywood är mycket liten. Det är svårt att mäta samverkan i en tunnplåtskonstruktion eftersom reducerat tvärsnitt används vid beräkningar av styvhetsvärden för att ta hänsyn till risken för buckling. Vid mätningar på samma sätt som för trä med två linjelaster kan felaktiga styvhetsvärden fås. För nedböjningen av punktlast finns dock viss samverkan som ger positiv effekt. Denna gör att plywooden inte kan släppa från plåten.

De olika dimensioneringsmetoderna som provas ger alla ungefär samma maximala spännvidd med visst undantag för Hu och Ohlsson. Hu's kriterium ger ett snävare intervall av maximala spännvidder än övriga kriterier och Ohlssons kriterium ger något längre spännvidd. Eftersom samtliga kriterier ger nästan samma svar borde det vara fullt tillräckligt att dimensionera efter ett punktlastkriterium för det aktuella bjälklaget.

Vibrationer sprids långt och detta gör bjälklaget mest lämpligt för olika typer av lager. Med någon form av mjuk golvbeläggning och/eller flytande golv som minskar vibrationer och stegljud bör det även kunna användas för andra tillämpningar.

Effekten av att förbättra bjälklaget i veka riktningen med avseende på punktlast genom att skruva en profil på undersidan ger inte lika stor minskning av nedböjningen som kan uppskattas vid jämförelse med plywoodens styvhet. En anledning till att förbättringen inte är så stor beror troligen delvis på lokala effekter såsom buckling och skjuvdeformationer. Ingen mätbar samverkan med det övriga bjälklaget kunde mätas. Dock minskar bjälklagets mobilitet vid vissa egenfrekvenser vilket är positivt.

6 Referenser

- [1] Burstrand Helena 1998: Lättbyggnad med stål
Stålbyggnadsinstitutet (sbi) P164 ISBN 91 7026 4
- [2] Ohlsson Sven 1984: Svikt svängningar och styvhet hos bjälklag –
dimensioneringsmetoder
Statens råd för byggnadsforskning, Stockholm, T20:1984 ISBN 91-540-4301-8
- [3] Åkerlund Sture 1994: Svängningar deformationspåverkan och olyckslast,
Boverkets handbok
Boverket, ISBN 91-7147-909-0
- [4] SBN 1980: Svensk ByggNorm 1980
Statens planverks författningssamling PFS 1980:1
- [5] Produktblad: Gasell GA 118-63 innertak, jan 1997
- [6] Mårtensson Annika, Isaksson Tord 1999: Tabell- och formelsamling
Avdelningen för konstruktionsteknik, LTH, Lund
- [7] Jonas Brunskog, Ann-Charlotte Johansson, Zlatan Bahtijaragic 2006: Svikt och
vibrationer i bjälklag.
Bygg & Teknik, nr 3 – 2006 ISSN 0281-658X
- [8] Onysko Donald M, Hu Lin J, Chui Ying H 2001 – Vibration serviceability of
timber floors in residential construction
Progr. Struct. Engng Mater. 3:228-237
- [9] Samuelsson Maria, Sandberg Johan 1998: Vibrations in light steel floors
Luleå Tekniska Universitet, 1998:187 CIV, ISSN 1402-1617, ISRN – EX - -
98/187 - - SE
- [10] Burstrand Knutsson Helena, Talja Asko, Ågren Anders 2003:
Recommendations for design of floors with respect to human induced
vibrations
Stålbyggnadsinstitutet (sbi) R226:2 ISBN 91 85644 038 8
- [11] Burstrand Knutsson Helena, Talja Asko 2003: Recommendations for design of
floors with respect to human induced vibrations – Background report
Stålbyggnadsinstitutet (sbi) R226:1 ISBN 91 85644 037 X

- [12] Junye Wang, Anders Ågren 2003: Human induced vibrations in light steel floors
Stålbyggnadsinstitutet (sbi) R220:2 ISBN 91 7127 036 1
- [13] Smith Ian 2000: Vibrations of timber floors: Serviceability aspects
Kapitel i "Timber Engineering 2000 project" Avdelningen för konstruktionsteknik, LTH, Lund
- [14] Johansson Ann-Charlotte 1999: Svikt och vibrationer hos lätta bjälklag
Lunds Tekniska Högskola,
Rapport TVBA-5027, ISSN 0281-8477, ISRN LUTVDG/TVBA-99/5027+93p,
Rapport TVBK-5101, ISSN 0349-4969, ISRN LUTVDG/TVBD-99/5101+93p
- [15] Gyproc Handbok del A 2001:
Gyproc AB, upplaga 4, 1997, Elanders Skogs Grafiska. Malmö
- [16] Toratti Tomi, Talja Asko 2006: Classification of human induced floor vibrations.
Proceedings of World Conference on Timber Engineering (WCTE)
- [17] Hu, Desjardins, Chui 2006: Nature of Vibrations Induced by Footsteps in Lightweight and Heavyweight Floors
Proceedings of World Conference on Timber Engineering (WCTE) 2006
- [18] Toratti Tomi, Talja Asko 2006: Classification of human induced floor vibrations.
Building acoustics, volume 13 - number 3 – 2006 - p229-239
- [19] ISO 8375-1985 (E), International organization for standardization
- [20] ISO 2631-2:2003(E), International organization for standardization
- [21] Burstrand Helena 2000, Dimensionering av lätta bjälklag med avseende på vibrationer.
Bygg & Teknik, nr 3 – 2000 ISSN 0281-658X
- [22] Boverket 2003: Boverkets konstruktionsregler (BKR)
Boverket 2003 – ISBN 91-7147-740-3, ISSN 1100-0856
- [23] Statens stålbyggnadskommitté 1979, Tunnpåsnorm StBK-N5
AB Svensk Byggtjänst 1980 – ISBN 91-7332-071-4
- [24] Anil K. Chopra 2001: Dynamics of structures, Theory and applications to earthquake engineering. Second edition

Prentice Hall – ISBN 0-13-086973-2

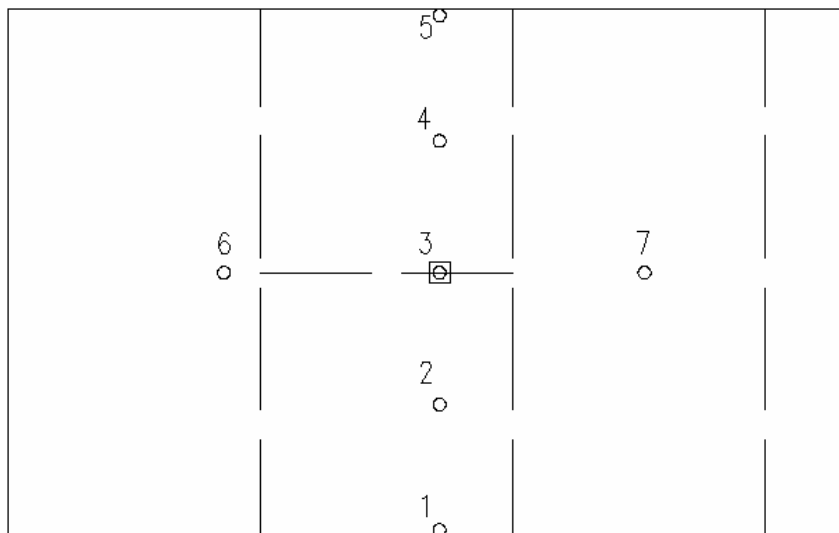
- [25] Bahtijaragic Zlatan, Eriksson Samuel 2005: Koppling mellan ett golvs sviktande egenskaper och det ergonomiska välbefinnandet för brukaren. Lunds Tekniska Högskola, Rapport TVBA-5033, ISSN 0281-8477, ISRN LUTVDG/(TVBA-5033)/1-103/(2005)
- [26] Finnish Forest Industries Federation 2002: Handbook of finnish plywood Kirjapaino Markprint Oy 2002 – ISBN 952-9506-63-5

7 Appendix A – Punktlast

Bjälklag med plåt $t = 0.85$ mm

Spännvidd 4.0m, ett fack

Bjälklaget pålastades och avlastades tre gånger till strax över 10kN. Efter första pålastningen kunde kvarstående deformation på cirka 1mm noteras. Vid andra pålastningen ökade inte den kvarstående deformationen märkbart. Anledningen till att det finns en kvarstående deformation efter första pålastningen kan vara att det finns skarvar i bjälklaget som inte har full kontakt från början. Mät punkt och givarnas läge kan ses i Figur 7.1.



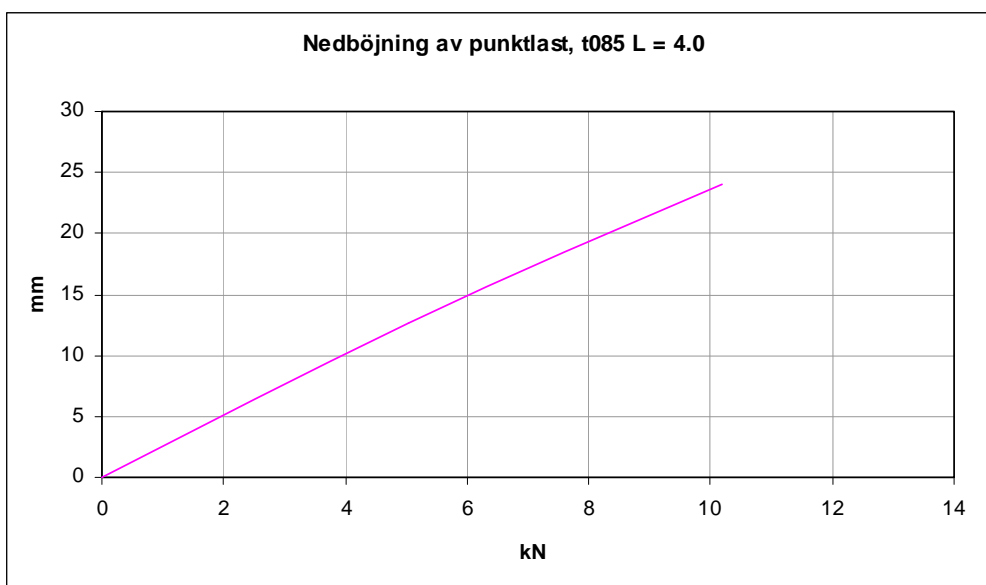
Figur 7.1 Punktlasten och givarnas läge. De streckade linjerna är skarvar mellan plywooden, fyrkanten markerar lasten och cirklarna markerar givarna. Upplagen är längs med kortsidorna.

Det skiljer en del på hur bjälklaget deformerar sig i bärriktningen. I Tabell 7.1 ses att i punkt 6 och 7 som båda är lika långt från respektive stöd skiljer nedböjningen mellan 8.8 och 12.7mm för en punktlast på 10.4 kN. Tvärs bärriktningen är skillnaden relativt liten. Nedböjningen av en 1kN punktlast kan beräknas till 2.36 mm.

Analys av ett lätt stålbjälklag: Svikt, vibrationer och nedböjning
Appendix A – Punktlast

Givarlägen i bärriktningen					
Placering	vänster	6	3	7	höger
Uppmätt	0.00	-12.72	-24.51	-8.81	0.00
Givarlägen tvärs bärriktningen					
Placering	1	2	3	4	5
Uppmätt	2.73	-5.18	-24.51	-5.70	1.55

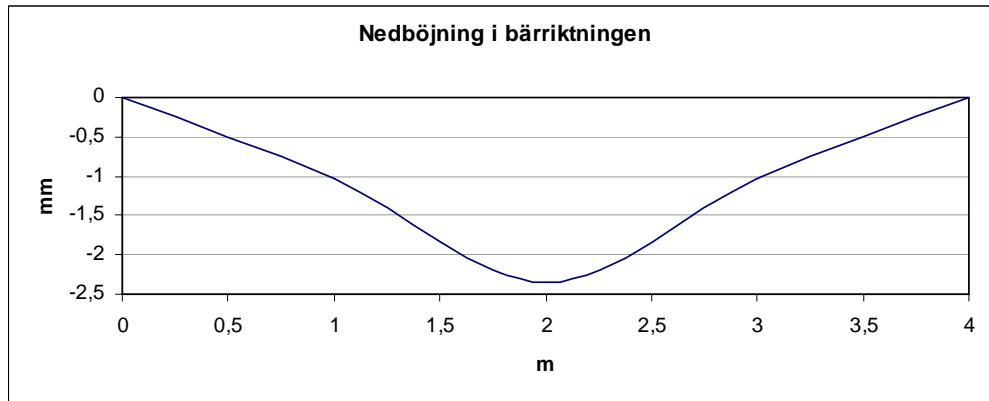
Tabell 7.1 Uppmätta värden för nedböjning av 10.4 kN punktlast.



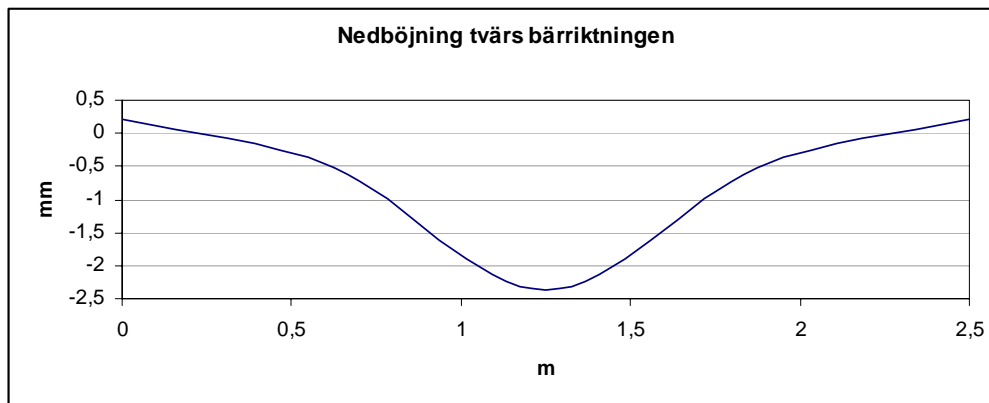
Figur 7.2 Kurva för nedböjningen i mittpunkten av en punktlast.

Utseendet för nedböjningen i och tvärs bärriktningen kan ses i Figur 7.3 och Figur 7.4. Anledningen till att nedböjningen i längsled inte ser ut som en balk som belastas i sin mittpunkt beror på att lasten sprids i sidled även långt från angreppspunkten.

Analys av ett lätt stålbjälklag: Svikt, vibrationer och nedböjning
Appendix A – Punktlast



Figur 7.3 Utseende för nedböjning av 1kN i bärriktningen

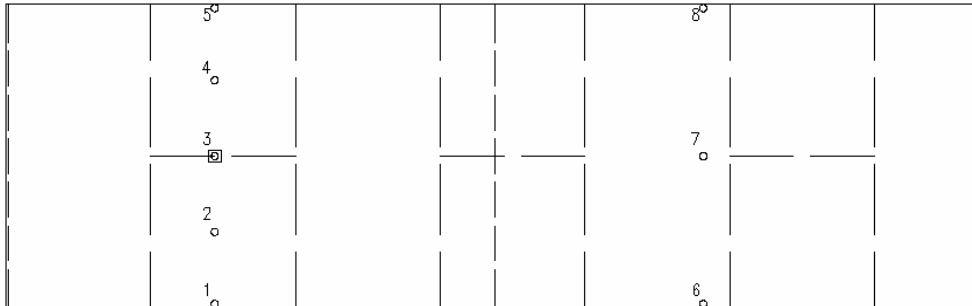


Figur 7.4 Utseende för nedböjning av 1kN tvärs bärriktningen

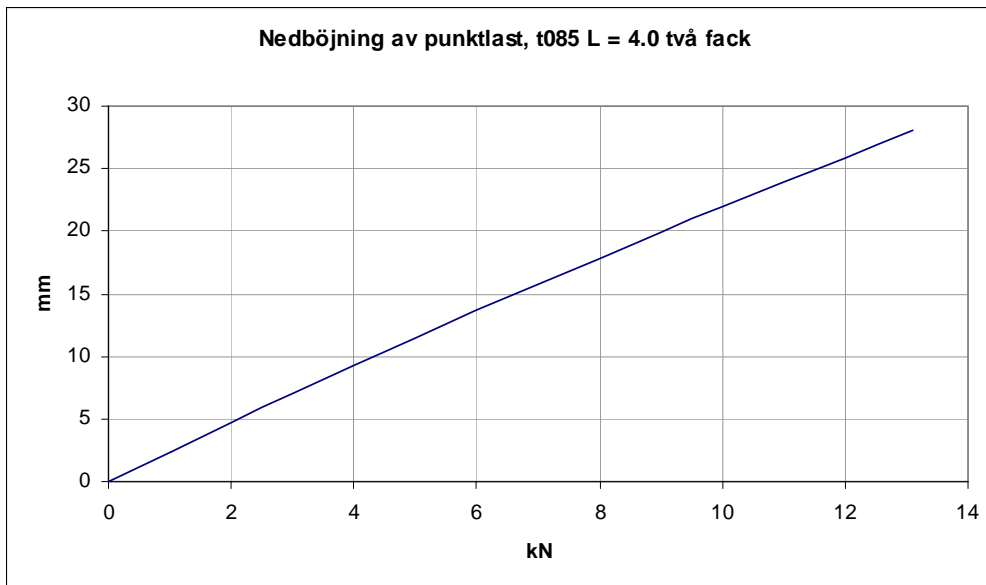
Spännvidd 4.0m, två fack

Belastningen gjordes vid 0.42 av spännvidden räknat från ytterstöd, det vill säga cirka 1.68 m från ytterstöd. Vid två fack var nedböjningen av punktlast ca 15 % mindre än för ett fack. Nedböjningskurva för en punktlast ses i Figur 7.6. Utseendet tvärs bjälklaget vid punktlasten och utböjningen i motstående fack ses i Figur 7.7 och Figur 7.8.

Analys av ett lätt stålbjälklag: Svikt, vibrationer och nedböjning
Appendix A – Punktlast

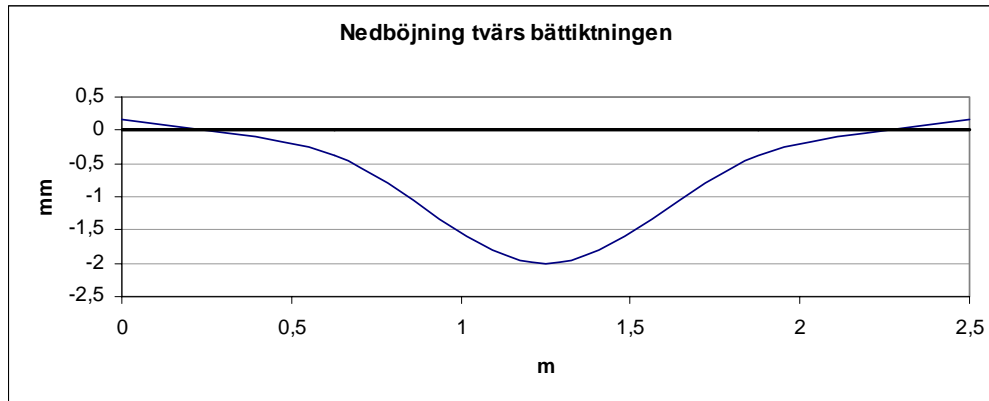


Figur 7.5 Punktlasten representeras av fyrkanten vid 3 och Givarnas läge av siffrorna 1-8.

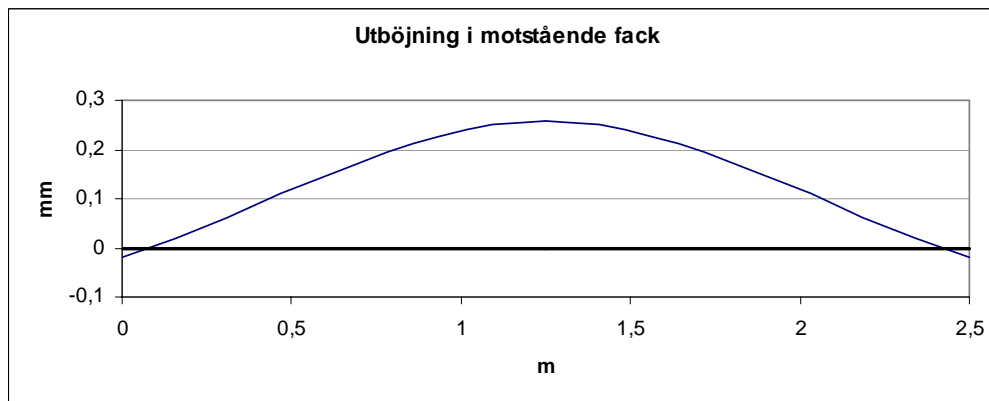


Figur 7.6 Nedböjningen av en punktlast i farligaste punkten.

Analys av ett lätt stålbjälklag: Svikt, vibrationer och nedböjning
Appendix A – Punktlast

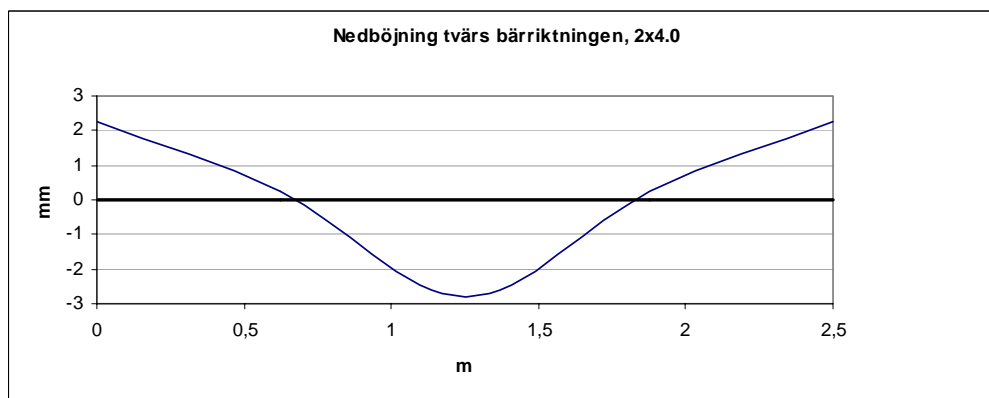


Figur 7.7 Nedböjningens utseende vid punktlasten för 1kN



Figur 7.8 Nedböjningens utseende i motstående fack vid punktlasten 1kN

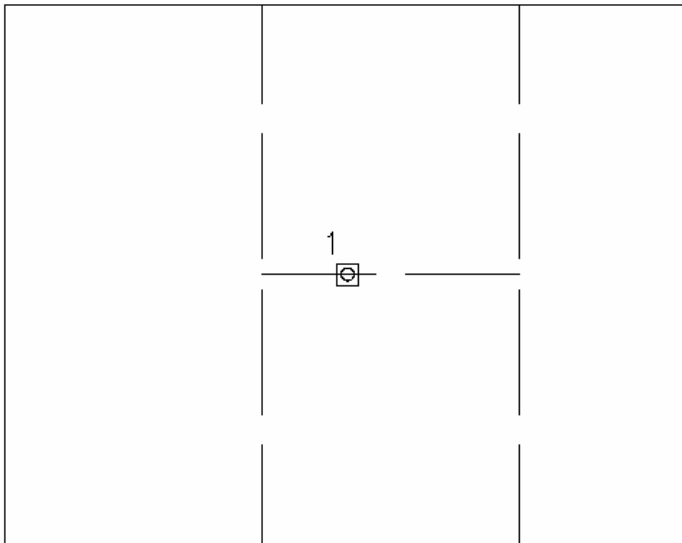
Ett prov utfördes då plywooden låg oskruvad på plåten och skarvarna ej var limmade.



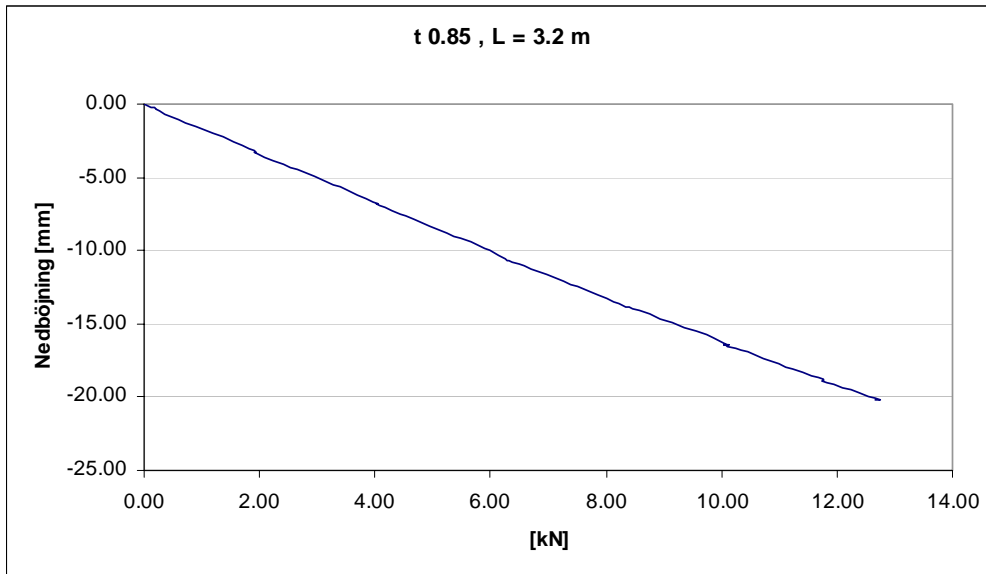
Figur 7.9 Nedböjning då plywooden inte är fäst till plåten.

Spännvidd 3.2m ett fack

Vid spännvidd 3.2 m mättes endast nedböjningen vid punktlasten. Samma fenomen vad gäller kvarstående deformation uppträdde även här och den kvarstående deformationen var cirka 0.8 mm. I Figur 7.10 visas punktlastens läge i förhållande till skarvar i plywooden och i Figur 7.11 visas nedböjningen av en punktlast.



Figur 7.10 Punktlastens läge. Mätning sker i samma punkt som lasten.

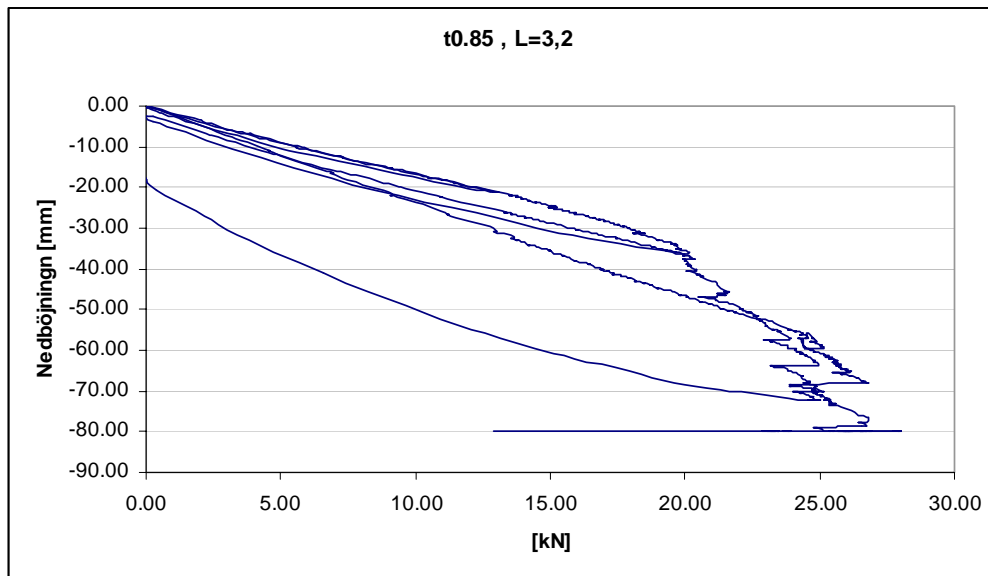


Figur 7.11 Kurva för nedböjning av en punktlast i mitten.

Vid spännvidden 3.2 m trycktes bjälklaget till brott med en punktlast se Figur 7.12. Pålastning skedde upp till cirka 13 kN varefter bjälklaget avlastades, ingen kvarstående deformation fanns. Last påfördes sedan upp till 20 kN med påföljande avlastning. En kvarstående deformation om ca 2 mm kunde noteras. Nästa pålastning gjordes upp till cirka 25 kN och då bjälklaget avlastades fanns en kvarstående deformation på ca 17 mm. Bjälklaget trycktes sedan ytterligare med kraftigt ökande deformation. Vid en deformation om ca 98 mm gick inte deformationsgivaren längre. Vid detta läge kan bjälklaget räknas som trasigt även om lasten gick att öka något.

Vid ungefär 15 kN kunde en spricka i plywoodskarven ses. Exakt när den uppstod är svårt att bestämma då den sakta tillväxer under pålastningen, se Bild 1.

Analys av ett lätt stålbjälklag: Svikt, vibrationer och nedböjning
Appendix A – Punktlast



Figur 7.12 Punktlast pålagd upp till brott i bjälklaget.

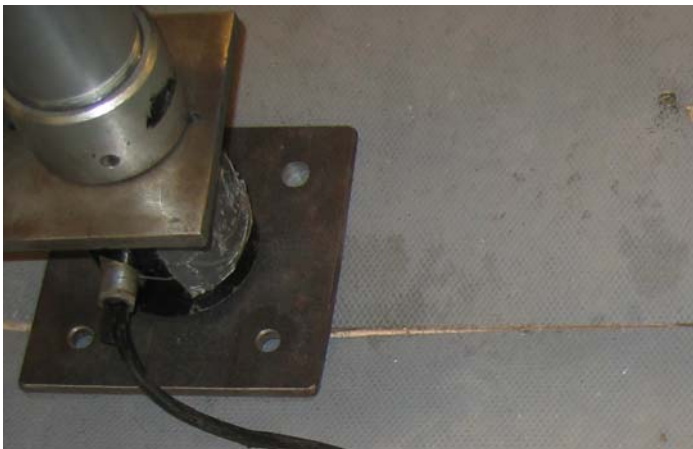


Bild 1 Spricka kan ses i skarven mellan de två plywoodskivorna. Bilden är tagen vid ungefär 20kN last.

Då lasten ökas ökar sprickorna samtidigt som deformationen ökar kraftigt. Då sprickorna ökar och då plåten bucklar kan ses som hack i Figur 7.12.



Bild 2 Brott har uppstått i samtliga skarvar i närheten av punktlasten (lasten överstiger 25 kN).

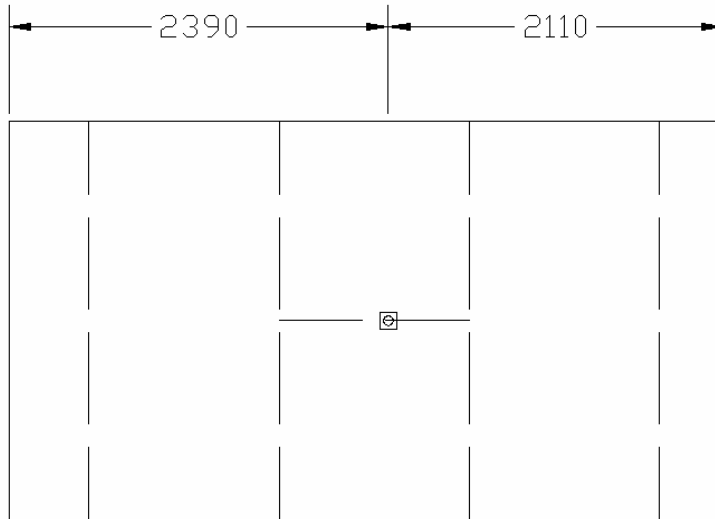
Då plywooden tagits bort kunde kraftiga bucklor i plåten noteras, se Bild 3. Dessa borde till största del uppstått då plywooden börjat spricka isär och därmed förlorat sin lastspridande förmåga.



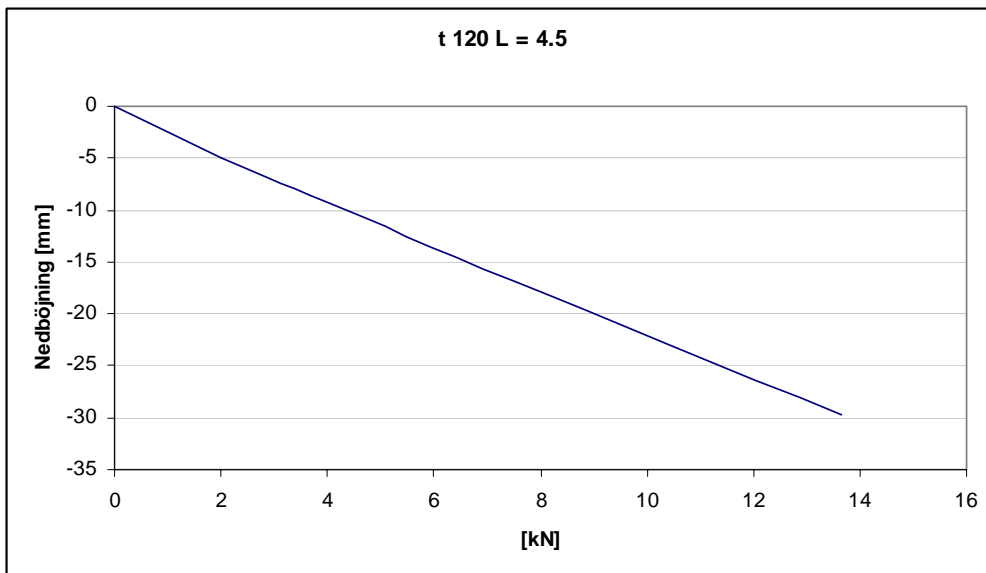
Bild 3 Plåtens utseende (översidan) efter belastning till brott med punktlast.

T 120

Punktlasten angrep inte exakt i bjälklagets mitt utan en viss excentricitet fanns, se Figur 7.13. Bjälklagets nedböjning av en punktlast visas i Figur 7.14 och nedböjningskurva för när bjälklaget trycktes till brott kan ses i Figur 7.15. Plåten bucklades vid cirka 25 kN vilket kan jämföras med cirka 20 kN för plåt t085.

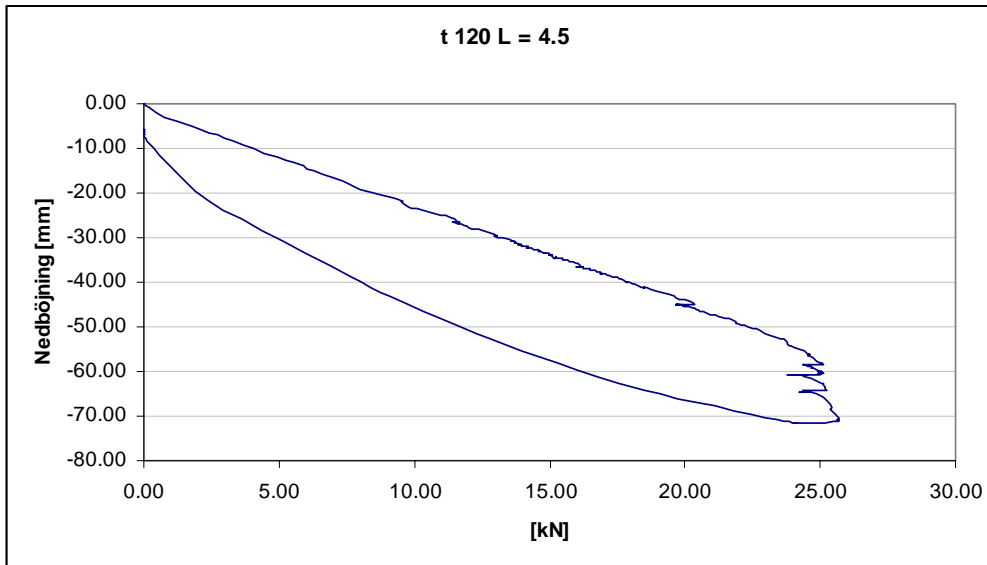


Figur 7.13 Punktlastens placering



Figur 7.14 Bjälklagets nedböjning av punktlast

Analys av ett lätt stålbjälklag: Svikt, vibrationer och nedböjning
Appendix A – Punktlast



Figur 7.15 Bjälklagets nedböjning då det trycktes till brott. Brott inträffade vid 25 kN då plåten bucklade.

8 Appendix B – Subjektiva försök

Formulär ett fack

Utvärdering av golv

Test nr 1

Gå över golvet och beskriv hur du uppfattar golvet's egenskaper med hänsyn till svikt och vibrationer:

Golvkod: t085 L3.2
Testperson nr:

Använd något av följande uttryck:

- 5 - Perfekt
- 4 - Acceptabelt
- 3 - Knappt acceptabelt
- 2 - Oacceptabelt
- 1 - Klart otrevligt

Din bedömning:

Test nr 2

Hur uppfattar du golvet med hänsyn till vibrationer då du sitter på en stol och en person går över golvet ?

Hur uppfattar du bladens rörelser hos en krukväxt då en person går över golvet?

Använd något av följande uttryck:

- 5 - Ej märkbara
- 4 - Märkbara
- 3 - Lätt störande
- 2 - Klart störande
- 1 - Obehagliga

Använd något av följande uttryck:

- 5 - Ej märkbara
- 4 - Obetydliga
- 3 - Märkbara
- 2 - Lätt störande
- 1 - Klart störande

Din bedömning:

Din bedömning:

Bedömning av golvet i olika situationer:

Svara med ja eller nej om du skulle anse att golvet var acceptabelt med hänsyn till frågorna ovan i följande situationer:

Som golv i din bostad:

Som golv i din bostad om vibrationerna kommer från en annan lägenhet:

Som golv i ett kontor där det är lite persontrafik i korridoren utanför:

Som golv i ett kontor där det är mycket persontrafik i korridoren utanför:

Som golv i ett lager där det är glest mellan människorna:

Som golv i ett lager där det rör sig mycket folk:

Tack för Din medverkan!

Skriv gärna övriga kommentarer nedan:

Formulär två fack

Utvärdering av golv

Golvkod: t085 L4x2F
Testperson nr:

Test nr 1

Gå över golvet och beskriv hur du uppfattar golvet's egenskaper med hänsyn till svikt och vibrationer:

Använd något av följande uttryck:

- 5 - Perfekt
- 4 - Acceptabelt
- 3 - Knappt acceptabelt
- 2 - Oacceptabelt
- 1 - Klart otrevligt

Din bedömning:

Test nr 2

Hur uppfattar du golvet med hänsyn till vibrationer då du sitter på en stol och en person går över golvet?

Hur uppfattar du bladens rörelser hos en krukväxt då en person går över golvet?

då personen går i samma del som du sitter i:

Använd något av följande uttryck:

- 5 - Ej märkbara
- 4 - Märkbara
- 3 - Lätt störande
- 2 - Klart störande
- 1 - Obehagliga

Din bedömning:

Använd något av följande uttryck:

- 5 - Ej märkbara
- 4 - Obetydliga
- 3 - Märkbara
- 2 - Lätt störande
- 1 - Klart störande

Din bedömning:

då personen går i motsatt del som du sitter i:

Använd något av följande uttryck:

- 5 - Ej märkbara
- 4 - Märkbara
- 3 - Lätt störande
- 2 - Klart störande
- 1 - Obehagliga

Din bedömning:

Använd något av följande uttryck:

- 5 - Ej märkbara
- 4 - Obetydliga
- 3 - Märkbara
- 2 - Lätt störande
- 1 - Klart störande

Din bedömning:

V.G Vänd

sid 1/2

Analys av ett lätt stålbjälklag: Svikt, vibrationer och nedböjning
Appendix B – Subjektiva försök

Bedömning av golvet i olika situationer:

Svara med ja eller nej om du skulle anse att golvet var acceptabelt med hänsyn till frågorna ovan i följande situationer:

Som golv i din bostad:

Som golv i din bostad om vibrationerna kommer från en annan lägenhet:
(den andra lägenheten ligger i motsatt del)

Som golv i ett kontor där det är lite persontrafik i korridoren utanför
om:
 korridoren är i den del där du sitter:
 korridoren är i motsatt del:

Som golv i ett kontor där det är mycket persontrafik i korridoren utanför
om:
 korridoren är i den del där du sitter:
 korridoren är i motsatt del:

Som golv i ett lager där det är glest mellan människorna:

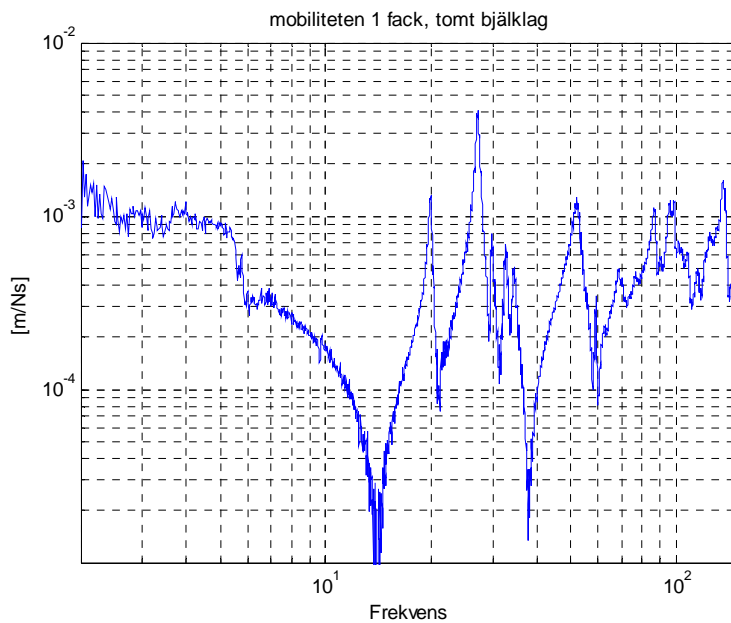
Som golv i ett lager där det rör sig mycket folk:

Tack för Din medverkan!

Skriv gärna övriga kommentarer nedan:

9 Appendix C – Mobilitet och impulshastighet

Kurvorna visar mobiliteten för bjälklaget för ett antal olika spännvidder. Samtliga mätningar är gjorda på bjälklag med plåt med tjocklek 0.85 mm. Kurvorna visar mobiliteten mellan 2 och 150 Hz med undantag för vissa diagram där olika kurvor jämförs. Dessa kan ha annan skala för ökad tydlighet. Mobiliteten för olika fall visas i Figur 9.1 till Figur 9.10.

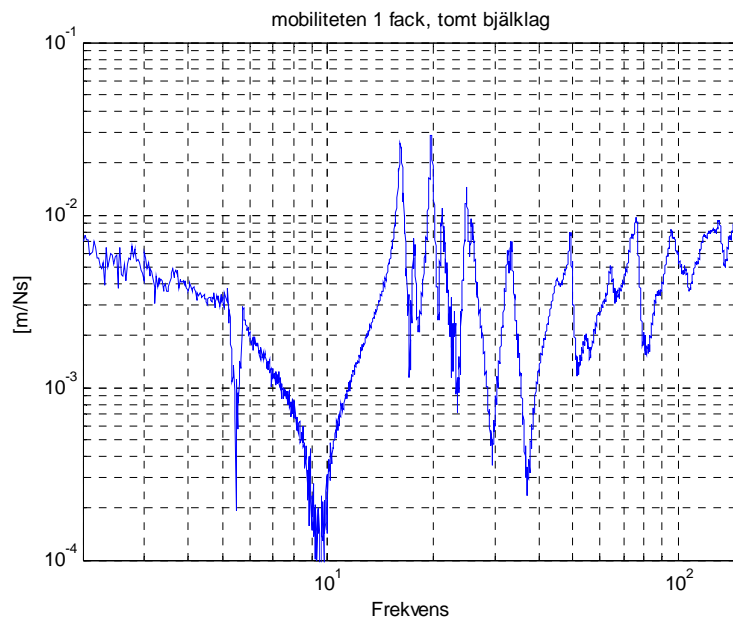


Figur 9.1 Mobiliteten för bjälklag i ett fack, $L = 3.2$ m $t = 0.85$ mm.

Analys av ett lätt stålbjälklag: Svikt, vibrationer och nedböjning
Appendix C – Mobilitet och impulshastighet

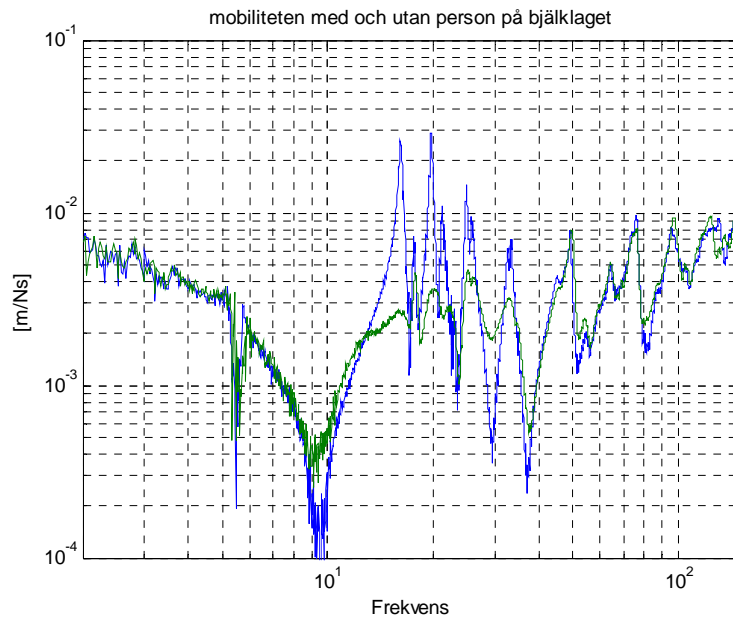


Figur 9.2 Den övre kurvan är samma som i Figur 9.1 och den lägre kurvan representerar fallet då en person befinner sig på bjälklaget.

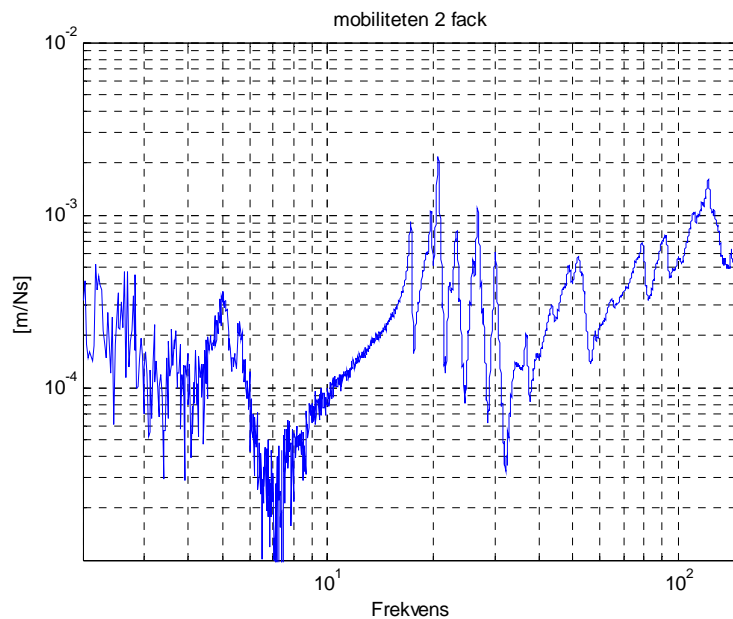


Figur 9.3 Mobiliteten för bjälklag i ett fack, $L = 4.0$ m $t = 085$ mm.

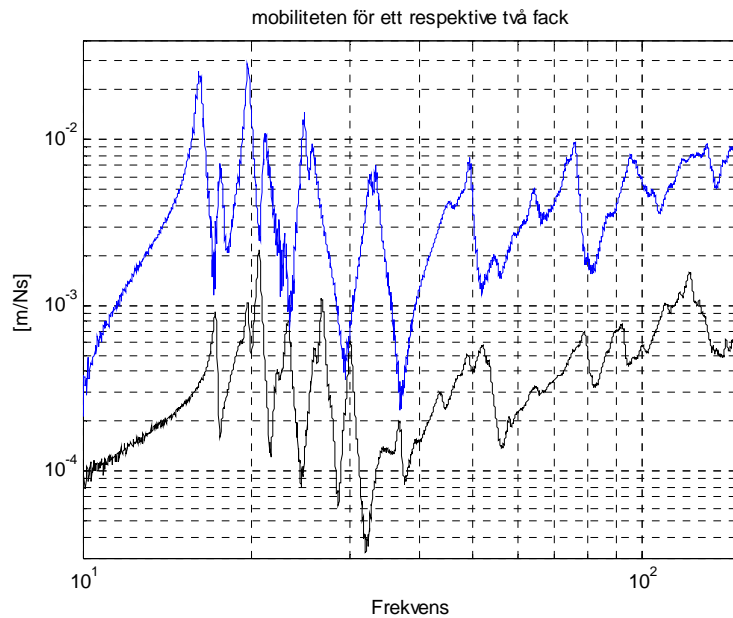
Analys av ett lätt stålbjälklag: Svikt, vibrationer och nedböjning
Appendix C – Mobilitet och impulshastighet



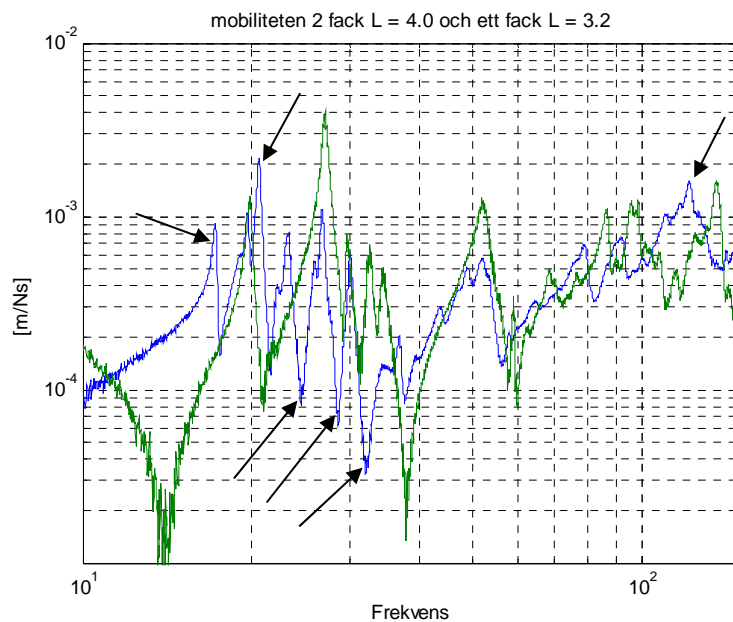
Figur 9.4 Den övre kurvan är samma som i Figur 9.3 och den lägre kurvan representerar fallet då en person befinner sig på bjälklaget.



Figur 9.5 Mobiliteten för bjälklag i två fack, $L = 4.0$ m $t = 085$ mm.

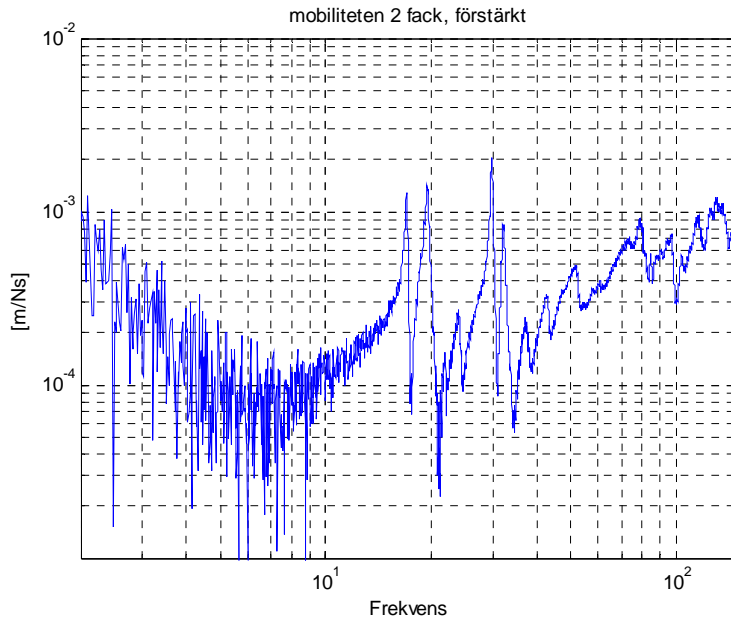


Figur 9.6 Jämförelse av skillnaden i mobilitet för ett respektive två fack. Den undre kurvan representerar två fack och den övre ett fack. Observera att skalan på x-axeln endast går mellan 10 och 150 Hz.

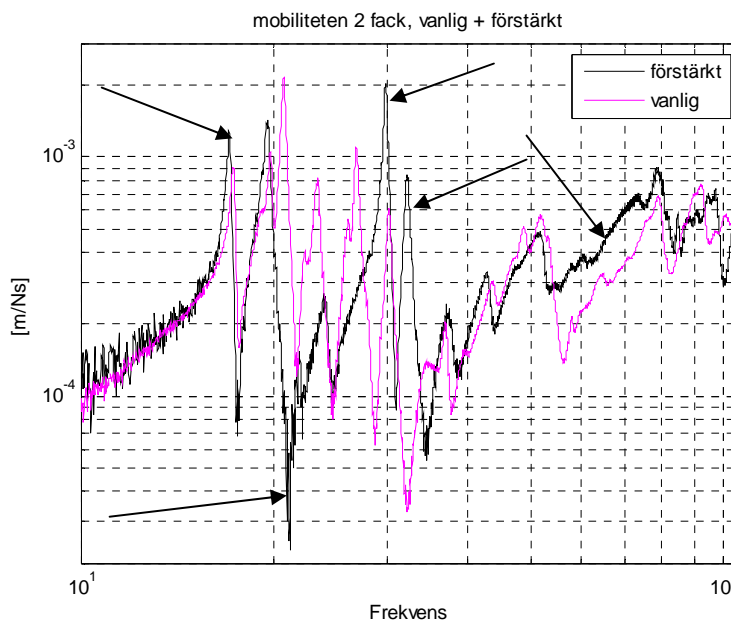


Figur 9.7 Jämförelse av mobiliteten för ett och två fack då fallet med två fack har längre spannvidd. Pilarna pekar på kurvan för två fack.

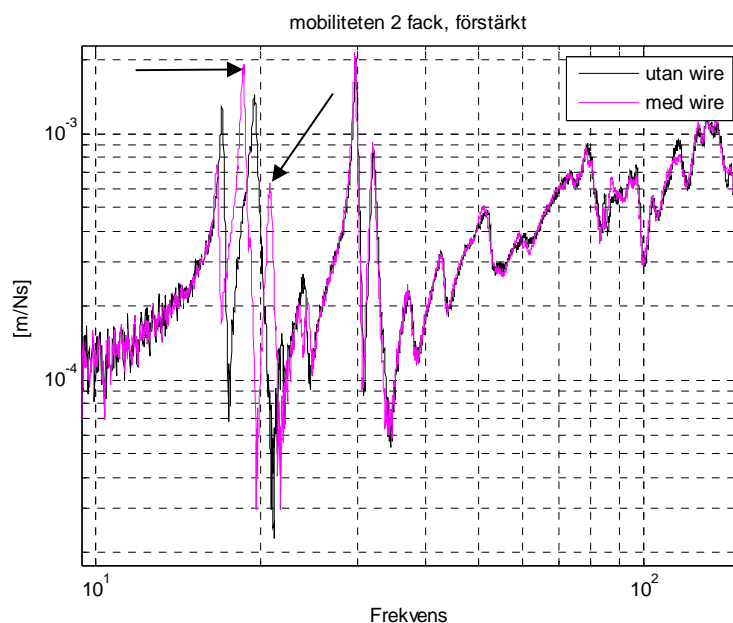
Analys av ett lätt stålbjälklag: Svikt, vibrationer och nedböjning
Appendix C – Mobilitet och impulshastighet



Figur 9.8 Mobiliteten för förstärkt bjälklag i två fack, $L = 4.0$ m $t = 085$ mm.



Figur 9.9 Skillnaden i mobilitet med och utan förstärkning, $L = 4.0$, $t = 085$ Pilarna pekar på kurvan för det förstärkta bjälklaget. Kurvorna är samma som i Figur 9.5 och Figur 9.8.



Figur 9.10 Mobiliteten med och utan wire som förhindrar rörelser i längsled. Pilarna pekar på fallet med wire. Det är endast vid andra och tredje egenfrekvensen som någon större skillnad kan utläsas.

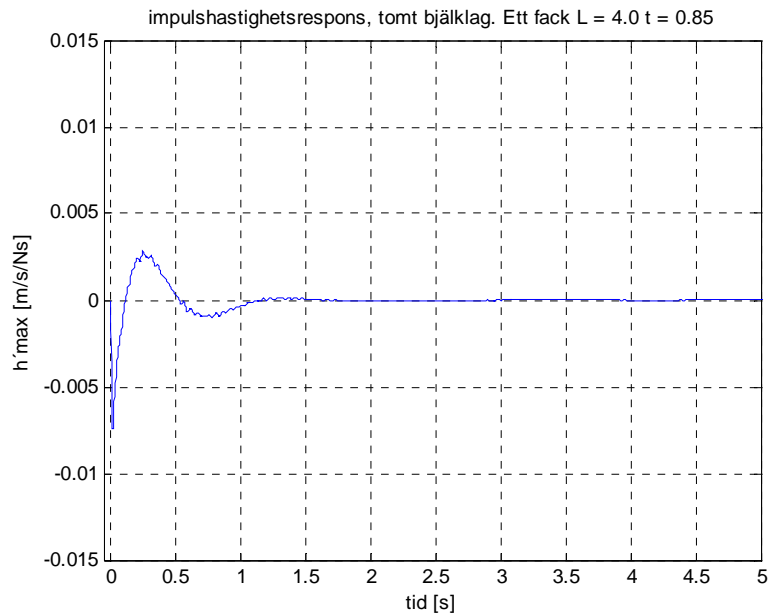
Impulshastighetsrespons:

Impulshastighetsresponsen från försök kan ses i Tabell 9.1 och grafiskt i Figur 9.11 till Figur 9.14.

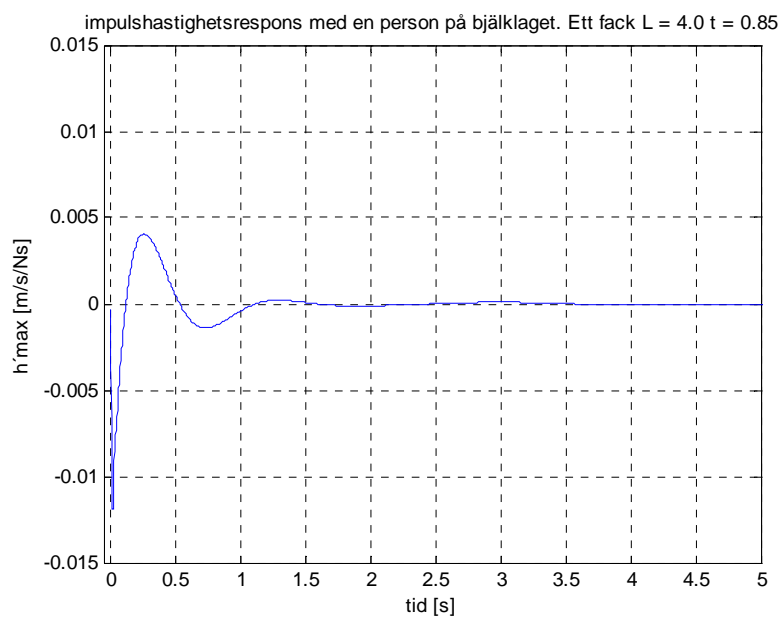
Typ av test	h'_{\max}
L = 4m t085 ett fack, utan person	7.5
L = 4m t085 ett fack, med person	11.9
L = 4m t085 två fack	1.5
L = 4m t085 två fack förstärkt	2.1
L = 3.2m t085 ett fack, utan person	3.1
L = 3.m t085 ett fack, med person	0.6

Tabell 9.1 Den uppmätta impulshastighetsresponsen för samtliga mätningar.

Analys av ett lätt stålbjälklag: Svikt, vibrationer och nedböjning
Appendix C – Mobilitet och impulshastighet

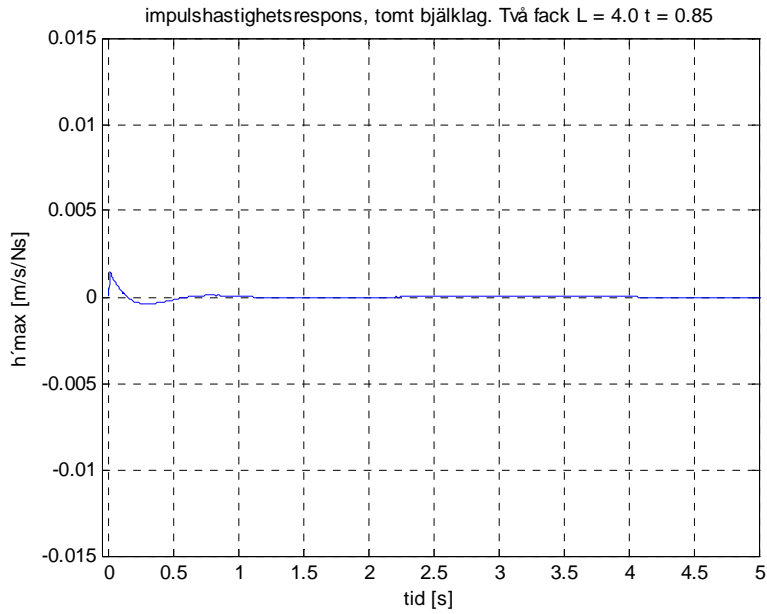


Figur 9.11 Impulshastighetsresponsen för $L = 4.0$ $t = 0.85$, tomt bjälklag

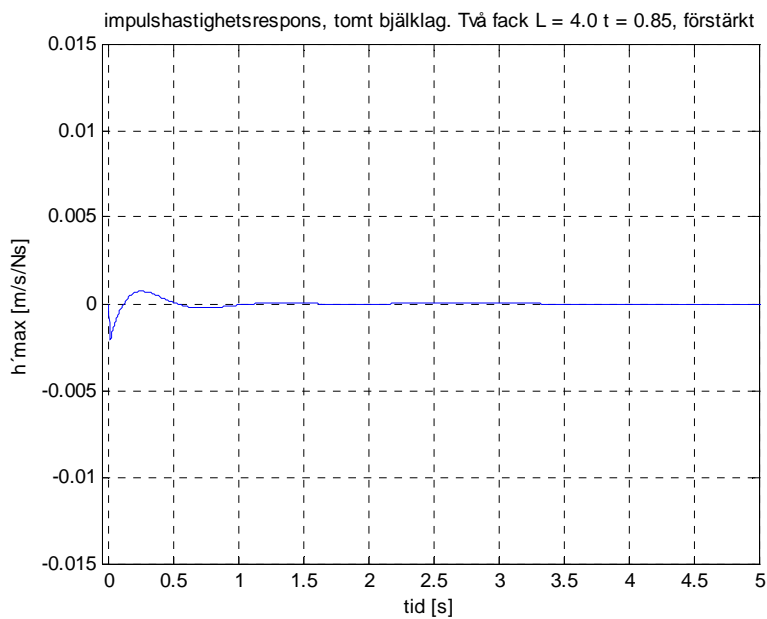


Figur 9.12 Impulshastighetsresponsen för $L = 4.0$ $t = 0.85$, en person på bjälklaget.

Analys av ett lätt stålbjälklag: Svikt, vibrationer och nedböjning
Appendix C – Mobilitet och impulshastighet

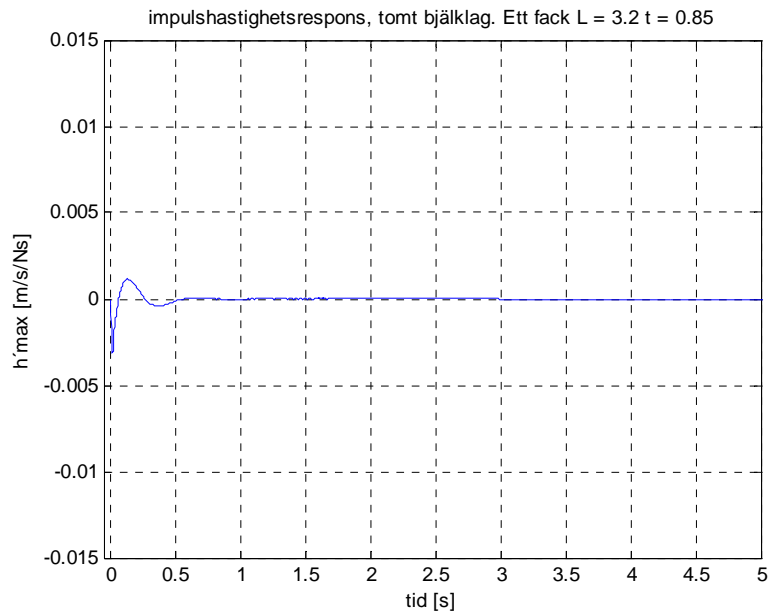


Figur 9.13 Impulshastighetsresponsen för bjälklag i två fack L = 4.0 t = 0.85 tomt bjälklag

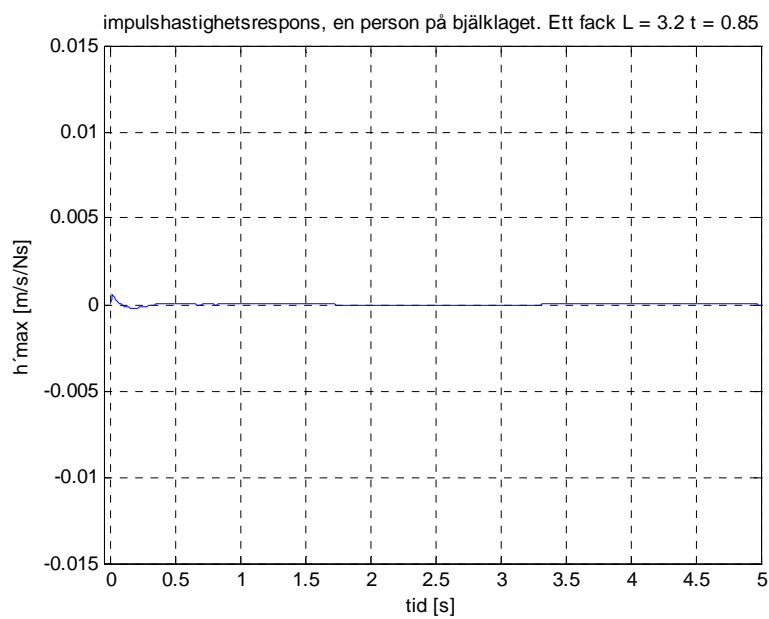


Figur 9.14 Impulshastighetsresponsen för förstärkt bjälklag i två fack L = 4.0 t = 0.85 tomt bjälklag

Analys av ett lätt stålbjälklag: Svikt, vibrationer och nedböjning
Appendix C – Mobilitet och impulshastighet



Figur 9.15 Impulshastighetsresponsen för bjälklag i ett fack $L = 3.2$ $t = 0.85$ tomt bjälklag



Figur 9.16 Impulshastighetsresponsen för bjälklag i ett fack $L = 3.2$ $t = 0.85$ en person på bjälklaget.

Analys av ett lätt stålbjälklag: Svikt, vibrationer och nedböjning
Appendix C – Mobilitet och impulshastighet

10 Appendix D – Matlabkod

```
clc
close all
clear all

load r:\Tobias L\ex-jobb\Mätningar\Vibratio\matning.mat

% Fouriertransform av acceleration och kraft.
f_fft_3=fft(S20dB_wave_1_2,16384);
a_fft_4=fft(S20dB_wave_1_1,16384);

% Frekvenser
k=2^14/2;
L=16384;
f=400*(1:L)/(L); % börja på noll
dt=40.94/L;
T=dt*L;
df=1/T;

% Hastighetsspektra
w=2*pi*[0 f(1:L/2) -fliplr(f(1:L/2-1))];
V2=a_fft_2./(i*w);

% Mobilitet
Y2=V2./f_fft_1;Y2(1)=0;

% Plotta mobiliteten
figure(22)
loglog(f,abs(Y2),'k')
grid on
axis([2,150,0.00001,0.01])
title('mobiliteten')
ylabel('[m/Ns]')
xlabel('Frekvens')
```

```
% Impulshastighetsrespons
y2=ifft(Y2)*df^2*k; % Invers fouriertransform
ybak=fft(y2)*dt; % Tillbaka för kontroll
Y2(1:10)
ybak(1:10)
t=[1:L]*T/L;
fu=1; %Undre gräns
fo=40; %Övre gräns
[a,b]=ficon(fu,fo,L,df);
y2=filter(b,a,y2);

figure(100)
plot(t,real(y2*dt))%t,imag(y6*dt)
axis([-0.05 5 -15e-3 15e-3])
grid on
ylabel('h´ max [m/s/Ns]')
xlabel('tid [s]')
```

Analys av ett lätt stålbjälklag: Svikt, vibrationer och nedböjning
Appendix D – Matlabkod

```
title('impulshastighetsrespons')

disp('h' max')
max(abs(real(y2*dt)))

%***** Dämpning *****
fn=[16.99 19.5 24 29.81]
fv=[16.862 19.28 23.31 29.585];
fh=[17.1175 19.68 24.19 29.962];

damp=(fh-fv)/(2*fn)
```