



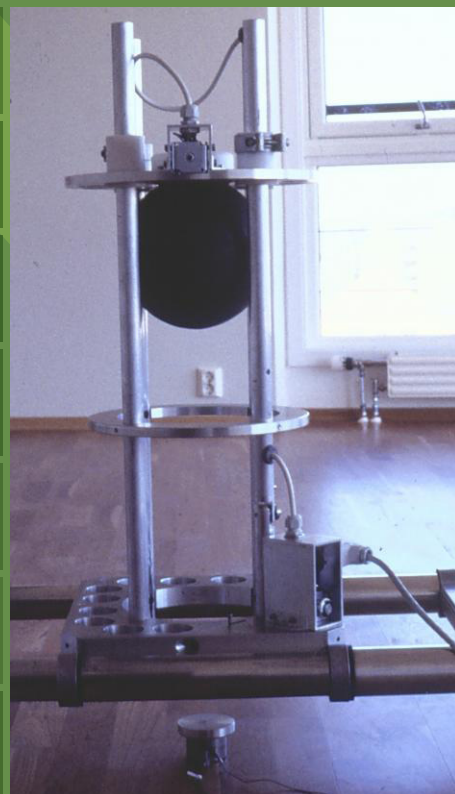
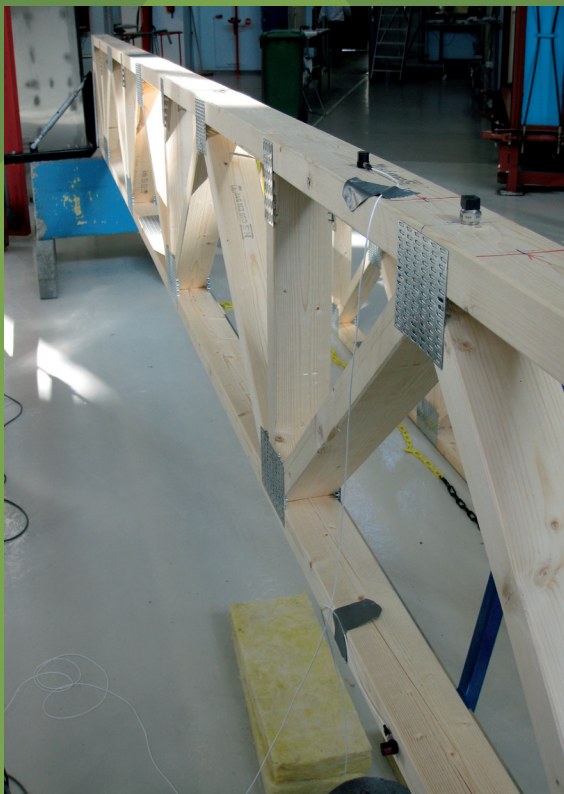
ANDERS HOMB

Nedbøyning og vibrasjoner til bjelkelag

Delrapport fra prosjektet
«Comfort properties of timber floor constructions»

Prosjektrapport 49

2009



SINTEF Byggforsk

Anders Homb

Nedbøyning og vibrasjoner til bjelkelag

Prosjektrapport 49 – 2009

Prosjektrapport nr. 49

Anders Homb

Nedbøyning og vibrasjoner til bjelkelag

Delrapport fra prosjektet

«Comfort properties of timber floor constructions»

Emneord:

Måling, beregning, stivhet, vibrasjoner, tre, bjelkelag, etasjeskiller

Prosjektnr.: B21066

ISSN 1504-6958

ISBN 978-82-536-1124-2 (trykt)

ISBN 978-82-535-1125-9 (pdf)

80 eks. trykt av AIT AS e-dit

Innmat: 100 g munken polar

Omslag: 240 g trucard

© Copyright SINTEF Byggforsk 2009

Materialet i denne publikasjonen er omfattet av åndsverklovens bestemmelser. Uten særskilt avtale med SINTEF Byggforsk er enhver eksemplarframstilling og tilgjengeliggjøring bare tillatt i den utstrekning det er hjemlet i lov eller tillatt gjennom avtale med Kopinor, interesseorgan for rettighetshavere til åndsverk.

Utnyttelse i strid med lov eller avtale kan medføre erstatningsansvar og inndragning, og kan straffes med bøter eller fengsel.

Adr.: Forskningsveien 3 B
Postboks 124 Blindern
0314 OSLO

Tlf.: 22 96 55 55

Faks: 22 69 94 38 og 22 96 55 08

www.sintef.no/byggforsk

Samarbeidspartnere Comfort Properties

Hovedsamarbeidspartnere

Norges forskningsråd (NFR)

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU)

Universitetet for miljø- og biovitenskap (UMB)

Norske Takstolprodusenters forening

Skogtiltaksfondet

Norske fagmiljøer

Byggskolen

Norsk Treteknisk institutt

Bransjepartnere

Brendeland & Kristoffersen arkitekter

COWI AS



Forord

Denne rapporten omhandler målinger, beregninger og vurderinger som er gjennomført for å utvikle kunnskap om bjelkelag med hensyn til vibrasjoner og stivhet hvor det er personer som beveger seg. Målinger og beregninger er gjennomført for en rekke typer bjelker og flere typer bjelkelag. For laboratorieforsøk er det lagt hovedvekt på bruk av gitterbjelker. I Norge finnes produksjonsbedrifter for de mest vanlige bjelketypene.

Det har i lang tid vært ønskelig å kunne benytte bjelkelagskonstruksjoner til større spennvidder enn det som har vært anbefalt i SINTEF Byggforsk sine bjelkelagstabeller. For at dette ikke skal oppleves sjenerende er det avgjørende å utvikle kriterier og metoder som kan benyttes som underlag for å prosjektere større spennvidder. Dette prosjektet dekker derfor et behov for videre utvikling innenfor området som gjør det mulig med nye løsninger og ev. produkter. Prosjektrapporten dokumenterer et stort antall målinger og beregninger og vil derfor være et underlag for utviklingen av løsninger og tabeller for aktuelle spennvidder til aktuelle bjelkelagstyper.

Arbeidet i prosjektrapporten er utført innenfor arbeidspakke *WP-A: "Analysis of former measurements and studies"* og arbeidspakke *WP-B: "Experimental investigations"*. Dette er en del av et NFR-støttet prosjekt for Kompetanseoppbygging Med Brukermedvirkning (KMB) med tittel: *Comfort Properties of timber floor constructions*.

Prosjektets overordnede mål har vært å utvikle metoder og kunnskap knyttet til utvikling og prosjektering av etasjeskillere i tre med økt spennvidde sammenlignet med dagens løsninger. Faglig utvikling omhandler vibrasjonsegenskaper til etasjeskillere med menneskelig aktivitet og vanlige vibrasjonskilder for relevante bygningskategorier. Fra arbeidspakke *WP-A* har det blitt utarbeidet nye kriterier for å fastlegge spennvidder for bjelkelag der personer beveger seg. Det har vært et delmål å utvikle beregningsmetode og målemetode som er anvendelig for dette formålet og utvikle kunnskap om hvordan man kan øke dempingen i slike konstruksjoner. For treindustrien vil økte spennvidder medføre at trekonstruksjoner blir mer konkurransedyktige sammenlignet med for eksempel betong- og stålkonstruksjoner. For industrien kan dette medføre et konkurransefortrinn, industrialisering og nye produkter. Dette vil derfor også gi et bidrag til utvikling av verdikjeden "fra skog til produkt".

Prosjektet gir viktig kunnskap i arbeidet med å utvikle og revidere anvisninger i Byggforskserien og som underlag for å utarbeide produktdokumentasjon i tekniske godkjenninger og sertifiseringer. Prosjektet har vært ledet av SINTEF Byggforsk og gjennomføres i samarbeid med Norges forskningsråd, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU), Universitetet for miljø- og biovitenskap (UMB), Norske Takstolprodusenters forening, Skogtiltaksfondet, samt andre fagmiljøer og aktører i BAE-sektoren som arbeider med slike bjelkelagskonstruksjoner. Prosjektet ble i gang i 2006 og avsluttes ved utgangen av 2009.

Sigurd Hveem har vært ansvarlig for kvalitetskontroll av denne rapporten. En takk også til Arnold Sagen, Byggskolene og Berit Time for konstruktive innspill.

Trondheim, juli 2010

Anders Homb
Prosjektleder og leder for WP-A og WP-B
SINTEF Byggforsk

Innhold

Forord	3
1. Innledning	7
1.1 Bakgrunn.....	7
1.2 Formål og omfang.....	7
2. Kriterier	8
2.1 Vanlige bjelkelag.....	8
2.2 Tverravstivede bjelkelag eller skiver.....	8
3. Målemetode og parametre	9
3.1 Valg av parametre.....	9
3.2 Måling av nedbøyning.....	10
3.3 Måling av vibrasjoner.....	10
4. Eksperimentelle forsøk	11
4.1 Laboratiemålinger K-bjelkelag.....	11
4.2 Laboratiemålinger Gitterbjelkelag.....	12
4.3 Feltmålinger Gitterbjelkelag.....	13
5. Måleresultater nedbøyning og vibrasjoner	14
5.1 Laboratiemålinger K-bjelkelag.....	14
5.2 Laboratiemålinger Gitterbjelkelag.....	15
5.3 Feltmålinger Gitterbjelkelag.....	16
6. Beregning av nedbøyning og egenfrekvens	17
6.1 Laboratiemålinger NBI 1988.....	17
6.2 Laboratiemålinger 1998.....	18
6.3 Gitterbjelkelag forsøkshus.....	18
6.4 K-bjelkelag laboratorium.....	18
6.5 Gitterbjelkelag laboratorium.....	19
7. Tverravstiving	20
7.1 Nedbøyning til I-bjelkelag.....	20
7.2 Nedbøyning til Gitterbjelkelag.....	22
7.4 Oppsummering.....	25
8. Demping	26
8.1 Teoretisk grunnlag.....	26
8.2 Måleresultater for tapsfaktor.....	27
8.3 Oppsummering.....	29
9. Konstruktive tilslutninger	30
9.1 Bærende vegger.....	30
9.2 Ikkebærende vegger og lignende.....	30
9.3 Feltmålinger.....	32
9.4 Oppsummering.....	33
10. Sammenstilling av resultater	34
10.1 Sammenligning av måle- og beregningsresultater.....	34
10.2 Måle- og beregningsresultater i kriteriediagram.....	36
10.3 Fra enkeltbjelke til bjelkelag.....	37
10.4 Oppsummering.....	38
11. Oppsummering og konklusjoner	39
12. Referanser	40

Appendix A: Konstruksjonsbeskrivelse for diverse prosjekter	42
1. Laboratorieprosjekt NBI 1988	42
2. Laboratorieprosjekt 1998	43
3. Forsøkshus med gitterbjelkelag	44
4. Laboratoriemålinger K-bjelkelag	44
5. Laboratoriemålinger Gitterbjelkelag	45
6. Feltmålinger Gitterbjelkelag	45
7. Feltmålinger diverse trebjelkelag	46
Appendix B: Resultater fra måling av bjelkelag	47
1. Laboratorieprosjekt NBI 1988	47
2. Laboratorieprosjekt 1998	48
3. Forsøkshus med Gitterbjelkelag	49
4. Laboratoriemålinger K-bjelkelag	49
5. Laboratoriemålinger Gitterbjelkelag	50
6. Feltmålinger Gitterbjelkelag	53
7. Feltmålinger diverse trebjelkelag	53
Appendix C: Resultater fra måling av enkeltbjelker	54
1. Generelt	54
2. Måling av statiske egenskaper	54
2.1 Måling av stivhet til bjelke	54
2.2 Måling av nedbøyning under punktlast	55
3. Måling av dynamiske egenskaper	55
4. Gitterbjelke 7.7 m	57
5. Gitterbjelke 9.2 m	58
6. I-bjelke	60
7. K-bjelken	61
8. Splittet limtre	62
9. Kerto bjelke	63

1. Innledning

1.1 Bakgrunn

Lette bjelkelag har vært en svært vanlig løsning i norske småhus i mange generasjoner. Man har i stor grad benyttet heltre bjelker, men de siste tiårene har det også blitt vanlig med bjelker av limte lameller og ulike typer I-bjelker. Utvikling, produksjon og bruk av fagverksbjelker i tre (gitterbjelker) har pågått de seinere årene. Slike løsninger gir stor fleksibilitet i dimensjoner og er derfor svært godt egnet med tanke på utvikling av løsninger for lengre spennvidder. SINTEF Byggforsk har tidligere gjennomført flere målinger og studier vedrørende lydisoleringsegenskaper til vanlige typer etasjeskillere inkludert gitterbjelkelag.

For lette etasjeskillere der personer beveger seg er det kravet om å unngå sjenerende vibrasjoner og rystelser som bestemmer den maksimale spennvidden, ikke konstruksjonens styrke mot brudd. Vibrasjonene oppleves som ubehaglige når utsvinget blir merkbart, når de ikke dempes ut med en gang og i begge tilfeller når svingefrekvensen er lav. Kunnskap om bjelkelagets egenskaper er derfor viktig for å kunne gi gode anbefalinger.

Ved defineringen av prosjektet var det svært viktig å klarlegge hvilke kriterier som bør legges til grunn for dimensjonering av bjelkelag. Arbeidet er gjennomført under arbeidspakke WP-A og presentert i en egen prosjektrapport, se pkt. 2 og Homb (2007). Dernest har det vært viktig å etablere beregningsmetoder for de valgte kriteriene som kan gi akseptabel nøyaktighet i tilknytning til dimensjonering og/eller utvikling av bjelkelagstabeller. Prosjektrapport fra Kolstad (2009) omhandler beregningsmetoder for nedbøyning, mens beregningsmetoder for egenfrekvens er presentert i prosjektrapport fra Homb (2008). Sistnevnte rapport presenterer også instrumentering og målemetoder for nedbøyning og vibrasjoner som er benyttet i Comfort Properties prosjektet.

1.2 Formål og omfang

Formålet med arbeidet som presenteres i denne prosjektrapporten er tredelt:

- Ett formål er å verifisere hvilken sammenheng det er mellom målte og beregnede egenskaper. Siktemålet er å kunne gi anbefalinger mht. hvilke beregningsmetoder som bør benyttes
- Formål nummer to er å dokumentere egenskaper til enkeltbjelker, spesielt stivhetsegenskaper
- Formål nummer tre er å dokumentere egenskaper til sammensatte bjelkelag

Studier av formål to og tre vil vise om man kan benytte målinger/beregninger av enkeltbjelker som underlag for dimensjonering av bjelkelag. Ved målinger av bjelkelag legges det størst vekt på lange spennvidder og hvilke konstruksjonsløsninger som kan gi tilstrekkelig gode egenskaper mht. nedbøyning og frekvens.

Arbeid i dette prosjektet omfatter en rekke målinger i laboratorium av bjelker og bjelkelag. I tillegg har vi bearbeidet et stort antall måleresultater fra tidligere prosjekter utført ved Norges byggforskningsinstitutt (NBI) / SINTEF Byggforsk og fra prosjektleders eksperimentelle forsøk i avhandling, se Homb (2006). Målingene er fra ulike oppstillinger i laboratorium og fra diverse bygg som vi har hatt tilgang til. Analyse, bearbeiding og presentasjon av måleresultater har også vært en betydelig aktivitet i prosjektet.

Arbeidet i prosjektrapporten er utført innenfor arbeidspakke WP-A: "*Analysis of former measurements and studies*" og arbeidspakke WP-B: "*Experimental investigations*".

2. Kriterier

Kriterier for opplevde vibrasjoner i etasjeskillere har blitt studert i et eget delprosjekt. Arbeidet ble oppsummert i en prosjektrapport, se Homb (2007). Nedenfor presenteres de viktigste resultatene og anbefalingene fra dette arbeidet.

2.1 Vanlige bjelkelag

For vanlige bjelkelag anbefaler vi at man framover benytter kriteriet utarbeidet av Hu (2007) ned til $f_0 = 10$ Hz:

$$\frac{f_0}{\Lambda^{0.44}} > 18.7 \quad \text{eller} \quad \Lambda < \left(\frac{f_0}{18.7} \right)^{2.27} \quad \text{der} \quad [2.1]$$

$f_0 =$ laveste egenfrekvens til golvelementet (Hz)

$\Lambda =$ nedbøyning ved en punktlast på 1 kN (mm)

I tillegg mener vi at deformasjonen bør begrenses, og at vi da tar utgangspunkt i tidligere definert grenseverdi med maksimalt 1,3 mm ved en punktlast på 1 kN. Kriteriet innebærer at man bestemmer verdier for frekvens og deformasjon ved hjelp av beregninger. I kombinasjon med andre aktuelle kriterier utprøves dette ned til $f_0 = 8$ Hz, se Homb (2007). Lette bjelkelag med laveste egenfrekvens under 8 Hz frarådes.

2.2 Tverravstivede bjelkelag eller skiver

For bjelkelag med høy tverrstivhet, påstøp, massivtredekker eller andre typer to-veis plater finnes ingen tilsvarende erfaring mht. subjektiv evaluering og formel [2.1] gjelder prinsipielt ikke. Vi regner det imidlertid som relativt sikkert å benytte kriteriet i nevnte formel ned til ca. 12,5 Hz. På tilsvarende måte som i pkt. 2.1 må man bestemme verdier for frekvens og deformasjon ved hjelp av beregninger.

I området 8 – 12,5 Hz angir vi ingen konkrete forslag til kriterium og vi fraråder slike golvkonstruksjoner hvor laveste, beregnede egenfrekvens er under 8 Hz. I dette frekvensområdet er det sannsynlig at 2., 3. eller 4. harmoniske impulsen av gangfrekvensen (som er på ca. 2 Hz) kan sammenfalle med bjelkelagets egenfrekvens. Dette kan gi betydelig økte utsving og egenskaper som oppleves som svært ugunstige.

Det er imidlertid viktig å arbeide med dette for å kunne etablere klare kriterier på et seinere tidspunkt. Se tabell 6.3 i Homb (2007) mht. underlag for dette. Antall frekvenskomponenter og individuell separering mellom disse bør også inngå når dette studeres nærmere, ref. Ljunggren (2006).

3. Målemetode og parametre

Denne prosjektrapporten omhandler både laboratoriemålinger som er gjennomført i Comfort Properties prosjektet og analyse av tidligere målinger. Problemstillingen med rystelser i bjelkelag er gammel og det finnes en rekke store og mindre studier internasjonalt. En oppsummering av relevante referanser finnes i Homb (2006). Før 1960 var det i hovedsak arbeider til Hansen (1958) som dannet grunnlaget for utarbeidelse av bjelkelagstabeller i Norge. Her er resultatene kun basert på måling av nedbøyning under en punktlast på 1 kN. Fra 1980-tallet har forsøk ved NBI også inkludert dynamiske egenskaper, med hovedvekt på laveste egenfrekvens. Nyere arbeider internasjonalt inkluderer forskjellige dynamiske parametre som supplement til laveste egenfrekvens.

I pkt. 3.1 gir vi en presentasjon av parametre som er prioritert i dette prosjektet. Målemetoder som er benyttet presenteres i pkt. 3.2 og 3.3.

3.1 Valg av parametre

Med hensyn til opplevde vibrasjoner er det egenskaper ved små laster som er viktig og som må ivaretas med valg av parametre og metoder. Det er svært mange referanser, både eldre og nyere som benytter nedbøyning under 1 kN punktlast, Δ (mm) som en viktig parameter og direkte som kriterium. Denne parameteren ivaretar også prinsipielt et utsving til bjelkelaget selv om lasten er dynamisk og Δ inkluderes derfor i alle våre målinger.

De aller fleste referanser fra nyere arbeider angir laveste egenfrekvens, f_0 (Hz) for bjelkelaget som en viktig parameter. Målinger og analyse som gjennomføres her prioriteres slik at denne parameteren kan bestemmes. Resonansfrekvens brukes i noen sammenhenger som begrep ved måling av egenfrekvenser.

Mange forskningsresultater viser at mennesker tolererer større utsving (nedbøyning, hastighet eller akselerasjon) dersom svingningen dempes raskt. Det er derfor klart at demping er en viktig parameter i konstruksjoner hvor det er dynamiske laster og mennesker til stede. Dette gjelder spesielt når de dynamiske lastene er periodiske (gjentar seg) og når laveste egenfrekvens er under 10 – 12 Hz. Rent prinsipielt kan man ikke kvantitativt beregne demping for en konstruksjon eller et materiale. Demping må bestemmes empirisk ut fra tidligere erfaringer eller fra målinger, for en gitt komponent eller helst for en aktuell konstruksjon. I Homb (2006) finnes studier og en del måleresultater for demping. Dette kan evalueres nærmere, men en viktig oppsummering var at demping som parameter er komplisert både med hensyn til grunnleggende prinsipper og rent måleteknisk. Det er derfor viktig å gjennomføre forsøk som gjør det mulig å evaluere demping som parameter. Dette kan være demping fra logaritmisk dekrement, båndbredde til resonansfrekvenser i et frekvensspekter eller fra modal analyse.

Flere studier benytter målt akselerasjonsnivå, integrert over en viss tid, a_{RMS} som parameter når man setter golvet i bevegelse med en impulslast. Denne parameteren gir informasjon både om hvor sterkt konstruksjonen svinger, men også om dempingen i målepunktet. Dette er måleteknisk enklere og mer nøyaktig enn andre vanlige metoder for å bestemme demping. Man må imidlertid bestemme hvilken impulslast man skal ha og denne må holdes konstant. I prinsippet må man også velge hvilken integrasjonstid som skal benyttes. Vi foreslår at man benytter 1 sek integrasjonstid, da dette er en del brukt tidligere. Måleopplegg i dette prosjektet er prioritert slik at det er mulig å analysere a_{RMS} og ev. andre dempingsparametre. Ulempen er at det ikke eksisterer noen verifisert beregningsmetode for a_{RMS} .

Beregningsmetode utarbeidet av Ohlsson (1988) og videreført i en enklere versjon med Eurocode 5 (2003), baserer seg på maksimal impulshastighetsrespons, h'_{max} (mm/Ns/s) kombinert med demping og nedbøyning under en punktlast. Som vist i Homb (2006) er det mulig å etablere måle-

metode som simulerer denne beregningsmetoden, men det er ikke verifisert noen resultater opp mot subjektive opplevelser av bjelkelagene. Damping er en vesentlig del av metoden, men som nevnt i Homb (2007) er det nødvendig å se nærmere på metoder og nøyaktighet. Om mulig bør man derfor prioritere forsøk slik at det er mulig å bestemme h'_{max} .

Tabell 3.1 gir samlet oversikt over anbefalte og supplerende parametre med hensyn til beregninger og målinger som ble utprøvd i prosjektet *Comfort Properties of timber floor constructions*.

Tabell 3.1

Parametre for utvikling av kriterier i prosjektet; *Comfort Properties of timber floor constructions*

Metode	Beregninger	Målinger	Kommentarer
Obligatoriske parametre			
Generell metode impulsstøt	f_0, f_1, f_2 osv.	f_0, f_1, f_2 osv. + damping	Beregninger: Diverse metoder Målinger: FFT-analyse av tidsserie
Nedbøyning, 1 kN punktlast	Δ	Δ	Maksimal nedbøyning i mykeste punkt
Aktuelle, supplerende parametre			
Smith & Chui (1988)	uavklart	a_{RMS} se pkt. 8.1	Beregning: Vurderes Målinger: Normaliseres til simulert helimpuls
Ohlsson (1988) / EC 5 (2003)	h'_{max}	Simulert h'_{max}	Beregninger: Forenklet og BLAG Fra målinger: Analyse ref. Homb (2006)

3.2 Måling av nedbøyning

Måling av nedbøyning under en punktlast har blitt gjennomført etter samme metode som beskrevet i Appendix A i prosjektrapport 24-2008, se Homb (2008). Det gjelder både måleprinsipp, referansesystem og last, men ved forsøk gjennomført i 1988 er det benyttet noe annet måleutstyr til registrering av nedbøyning. Alle målepunkter er ved halve spennvidden og det er brukt en punktlast på 1 kN. Resultater som oppgis er aritmetiske middelverdier av nedbøyningene ved lastøkning fra 0 til 1,0 kN. Måling av nedbøyning har ikke blitt gjennomført i alle de refererte prosjektene.

3.3 Måling av vibrasjoner

Måling av dynamiske egenskaper har blitt gjennomført etter samme prinsipielle metode som beskrevet i Appendix B i prosjektrapport 24-2008, se Homb (2008). Alle forsøkene er gjennomført med impulseksitasjon av etasjeskilleren. Golvene er eksitert med en støtkilde ved halve spennvidden, men det er forskjellige målepunkter både sideveis og i spennretningen. Fra frekvensspekteret til overføringsfunksjonen mellom akselerasjonsnivå og kraft er laveste resonansfrekvens plukket ut og gjennomsnittlig verdi er beregnet.

Fra og med målinger i Nordic Wood prosjektet 1998 er det benyttet gummiball med tilhørende prosedyre som beskrevet i Appendix B i prosjektrapport 24-2008. Ved målinger i 1988 ble det benyttet impulseksitering ved hjelp av et hammerapparat utviklet ved NBI. Ved disse målingene ble det også benyttet et annet utstyr med hensyn til signalinnsamling og analyse, og det ble benyttet kraftgiver og akselerometre type Brüel & Kjær, se Homb & al. (1988).

4. Eksperimentelle forsøk

I dette kapitlet presenteres konstruksjonsvarianter fra eksperimentelle forsøk gjennomført i sammenheng med Comfort Properties prosjektet. Detaljert konstruksjonsbeskrivelse for alle relevante forsøk knyttet til svikt og vibrasjoner til bjelkelag som vi har ønsket å se i sammenheng med dette prosjektet er gitt i Appendix A.

4.1 Laboratoriemålinger K-bjelkelag

Tabell 4.1 gir en oversikt over laboratoriemålinger som har blitt gjennomført med K-bjelken i tilknytning til masteroppgave ved UMB, se Melhus (2006) og masteroppgave ved NTNU, se Thorød (2007). Alle forsøkene har blitt gjennomført med K-bjelker 48 mm x 300 mm c/c 600 mm og lysåpning 5,2 m. I overgolvet er 22 mm sponplate skrudd til bjelker. Konstruksjonsvariantene KB-2 til KB-5 er med randlast på opplegg. Se for øvrig figur 4.1.

Tabell 4.1
Konstruksjonsvarianter fra laboratorieforsøk med K-bjelken

Konstruksjonsvariant	Avstivende tiltak
KB-1	Ingen ¹⁾
KB-2	Randlast på opplegg
KB-3	Patentbånd i underkant av bjelker i L/2
KB-4 ²⁾	Bindingsverksvegg ³⁾ i L/2 fra bjelke 5 til bjelke 9
KB-5	Kantunderstøttelse av bjelke 1

¹⁾ Tilleggsvariant med statisk punktlast på 50 kg i målepunktet

²⁾ Variant med vegg festet nede mot bjelkelag og i tillegg mot tak

³⁾ Bindingsverksvegg med platekledning begge sider



Figur 4.1
K-bjelkelag i laboratorium, med randlast på opplegg

4.2 Laboratiormålinger Gitterbjelkelag

Tabell 4.2 gir en oversikt over laboratiormålinger som har blitt gjennomført med Gitterbjelker. Alle forsøkene har blitt gjennomført med Gitterbjelker $h = 450$ mm, $c/c = 600$ mm og lysåpning 7,5 m, se også fig. 4.2. For konstruksjonsvariantene A til I og M er det ikke noe fastmontert overgolv (kun tverravstivere). Konstruksjonsvariant J, K og L har overgolv av 22 mm sponplate skrudd til bjelker. Alle tverravstivere med unntak av variant M er montert ved vertikaler nærmest $L/2$.

Tabell 4.2
Konstruksjonsvarianter fra laboratorieforsøk med Gitterbjelker

Konstruksjonsvariant	Avstivende tiltak T = tverravstiver
GI-A	2 · T = 48 x 98 mm under øvre flens
GI-B	Som A, men T festet i henholdsvis 7 og 5 bjelker
GI-C	Som A, men bjelke 1 og 9 fastholdt og randbelastet
GI-D	2 · T = 48 x 98 mm og 2 · T = 48 x 148 mm under øvre flens
GI-E	2 · T = 48 x 98 mm under øvre flens og 2 oppå nedre flens
GI-F	2 · T = 48 x 198 mm under øvre flens
GI-G	Som F, men bjelke 1 og 9 fastholdt og randbelastet
GI-H	Som F, men bjelke 9 opphengt i stålstag til tak
GI-I	2 · T = 48 x 198 mm og 2 · T = 48 x 98 mm under øvre flens
GI-J	2 · T = 48 x 198 mm under øvre flens
GI-K	-
GI-L	Bjelke 9 opphengt i stålstag til tak
GI-M	1 · T = 48 x 288 mm i $L/2$ splittet limtre og vinkelbeslag



Figur 4.2
Gitterbjelkelag i laboratorium

4.3 Feltmålinger Gitterbjelkelag

Tabell 4.3 gir en oversikt over feltmålinger av noen varianter med gitterbjelkelag. Konstruksjonsvariant Husnes I var et kombinert nærings- og boligbygg under oppføring. Yttervegger, tak og gitterbjelker var montert, samt spaltegolv. For øvrig ingen innredning av bygget, se fig. 4.3. Konstruksjonsvariant Husnes II var samme bygg, men nå med ferdig innredet 2. etasje. Konstruksjonsvariant Apalhaugen var et ferdigstilt boligbygg, klart for innflytting. I 1. etasje var det ingen understøttelse av bjelkelaget mellom bærende yttervegger, mens det i 2. etasje var en ikkebærende skillevegg på tvers av bjelkelaget. Noe flere detaljer om disse måleobjektene er gitt i Appendix A, pkt. 6.

Tabell 4.3
Konstruksjonsvarianter fra feltmålinger med gitterbjelker

Konstruksjonsvariant	Lysåpning [m]	Gitterbjelke c/c 600 mm	Undergolv	Eventuell himling
Husnes I	12,4	h=650 mm	Spaltegolv	-
Husnes II	12,4	h=650 mm	Spaltegolv og golv på trinnlydplate	Lydhimling
Apalhaugen	6,3	h=400 mm	22 mm sponplate	Fast himling



Figur 4.3
Feltmåling av Gitterbjelkelag, Husnes

5. Måleresultater nedbøyning og vibrasjoner

I dette kapitlet presenteres resultater fra laboratoriemålinger og feltmålinger som er gjennomført i Comfort Properties prosjektet. Tabeller i pkt. 5.1 til 5.3 viser hovedresultater fra målinger av resonansfrekvens/egenfrekvens og nedbøyning. Se Appendix B mht. mer fullstendige resultater og pkt. 4 mht. konstruksjonsvarianter.

5.1 Laboratoriemålinger K-bjelkelag

Tabell 5.1 presenterer gjennomsnittlige måleverdier for laveste egenfrekvens og nedbøyning under punktlast for konstruksjonsvarianter ved disse forsøkene. Målingene er utført som en del av Comfort Properties prosjektet med en studentoppgave, se Thorød (2007). Bjelkelaget består av 9 bjelker med lysåpning 5,2 m montert med senteravstand på 0,6 m. Se Appendix A, pkt. 4 mht. detaljert beskrivelse.

Tabell 5.1
Måleresultater for nedbøyning og vibrasjoner, K-bjelkelag laboratorium

Variant Bjelke 48x300	Avstivende tiltak	Laveste, målte f_0 ¹⁾ (Hz)	Målt nedbøyning v/1 kN punktlast Maks/snitt (mm)
KB-1	Ingen	14,9 / 13,1	-
KB-2	Randlast på opplegg	15,6 / 14,1	1,19 / 1,15
KB-3	Patentbånd i underkant av bjelker i L/2	-	1,17 / 1,12
KB-4 ²⁾	Lettvegg i L/2 fra bjelke 5 til bjelke 9	15,6 / 14,1	-
KB-5 ³⁾	Kantunderstøttelse av bjelke 1	15,6 / 14,1	-

¹⁾ Uten / med statisk last i punktet på 50 kg

²⁾ Der lettvegg er festet til bjelkelag og tak opptrer annet svingemønster

³⁾ For kantbjelke, annet svingemønster

Målingene viser at laveste egenfrekvens er i et mellomområde, mens nedbøyning er relativt høy, se forøvrig pkt. 9.

5.2 Laboratoriemålinger Gitterbjelkelag

Tabell 5.2 presenterer gjennomsnittlige måleverdier for laveste egenfrekvens og nedbøyning under punktlast for konstruksjonsvarianter ved disse forsøkene. Målingene er utført som en del av Comfort Properties prosjektet. Bjelkelaget består av 9 bjelker med lysåpning 7,5 m montert med senteravstand på 0,6 m. Se Appendix A, pkt. 5 mht. detaljert beskrivelse.

Tabell 5.2

Måleresultater for nedbøyning og vibrasjoner, gitterbjelkelag laboratorium

Variant Bjelke 450mm	Avstivende tiltak T = tverravstiver	Målt f_0 (Hz)	Målt nedbøyning ved 1 kN punktlast (mm) Bjelke 5/Snitt 3 bjelker
GI-A	2 · T = 48 x 98 mm under øvre flens	18,2	0,96 / 1,00
GI-B	Som GI-A, men T festet i henholdsvis 7 og 5 bjelker	18,8	0,99 / 1,03
GI-C	Som GI-A, men bjelke 1 og 9 fastholdt og randbelastet	18,6 ¹⁾	0,94 / 0,98
GI-D	2 · T = 48 x 98 mm og 2 · T = 48 x 148 mm under øvre flens	19,3	0,86 / 0,90
GI-E	2 · T = 48 x 98 mm under øvre flens og 2 oppå nedre flens	20,9	0,84 / 0,85
GI-F	2 · T = 48 x 198 mm under øvre flens	17,1 ¹⁾	0,69 / 0,71
GI-G	Som GI-F, men bjelke 1 og 9 fastholdt og randbelastet	20,9	0,68 / 0,61
GI-H	Som GI-F, men bjelke 9 opphengt i stålstag til tak	20,2	0,69 / 0,68
GI-I	2 · T = 48 x 198 mm og 2 · T = 48 x 98 mm under øvre flens	17,8 ¹⁾	0,68 / 0,70
GI-J ²⁾	2 · T = 48 x 198 mm under øvre flens	12,1	0,60 / 0,63
GI-K ²⁾	-	12,5	1,09 / 1,12
GI-L ²⁾	Bjelke 9 opphengt i stålstag til tak	12,8	1,10 / 1,12
GI-M	1 · T = 48 x 288 mm i L/2 splittet limtre + vinkelbeslag	16,9	0,73 / 0,75

¹⁾ Stor variasjon mellom de enkelte bjelker

²⁾ 22 mm sponplate skrudd til bjelker

Målingene viser at både nedbøyning og laveste egenfrekvens varierer fra relativt lav til relativt høy verdi. Mht. egenfrekvens er årsaken til dette i hovedsak forskjellig flatevekt og i noen grad tverravstivende løsning. Økt tverrstivhet reduserer i stor grad målt nedbøyning. Målingene viser at egenfrekvensen i liten grad påvirkes av tverravstiver kun på midten av bjelkelaget. Dvs. at økt tverrstivhet i liten grad påvirker dynamiske egenskaper, men i stor grad reduserer nedbøyningen. Dette er nærmere behandlet i pkt. 7.

5.3 Feltmålinger Gitterbjelkelag

Tabell 5.3 presenterer måleresultater for laveste egenfrekvens og nedbøyning under punktlast fra noen feltmålinger med gitterbjelkelag. Se Appendix A, pkt. 6 mht. detaljert beskrivelse.

Tabell 5.3

Måleresultater for nedbøyning og vibrasjoner, gitterbjelkelag i byggeprosjekt

Konstruksjons-variant	Spennvidde (m)	Overgolv	Målt f_0 (Hz)	Målt nedbøyning v/1 kN punktlast (mm)
Husnes I	12,4	Spaltegolv	9,1	2,2
Husnes II	12,4	Parkett	9,1	0,2 ¹⁾
Apalhaugen	6,3	Parkett	18,0	0,3 – 0,8

¹⁾ Usikker verdi

Målingene viser stor variasjon både mht. laveste egenfrekvens og nedbøyning. I to av tilfellene er bygget ferdigstilt med innervegger osv. som gir betydelig demping av vibrasjonene. Dette er nærmere vurdert i pkt. 9.3.

6. Beregning av nedbøyning og egenfrekvens

Beregning av nedbøyning er gjennomført med BTAB metode utviklet ved NBI, se Megård & Hansteen (1978) og Kolstad (2009). Beregningene er basert på generelle stivhetsdata eller stivhetsdata dokumentert av produsent. Lysåpning benyttes som mål for spennvidden til elementene.

Beregning av egenfrekvenser er gjennomført med metoder beskrevet i Appendix D i prosjektrapport 24-2008, se Homb (2008). Dersom man forenkler konstruksjonen til at det er en isotrop konstruksjon bør man benytte modell av Leissa. Et bjelkelag er imidlertid en ortotrop konstruksjon og derfor bør man framskaffe stivhetsdata både i spennretningen og på tvers av spennretningen. Den generelle anisotrope beregningsmodellen anbefales, men denne forutsetter fritt opplegg på alle 4 sider. Ortotrop modell av Leissa tar hensyn til ulike oppleggsbetingelser men gir ikke samme resultat som den generelle modellen, se nevnte referanse.

6.1 Laboratorieprosjekt NBI 1988

Tabell 6.1 presenterer resultater fra beregninger av laveste egenfrekvens og nedbøyning under punktlast for noen relevante konstruksjonsløsninger fra laboratorieprosjektene som ble gjennomført i 1988.

Tabell 6.1

Beregningsresultater for nedbøyning og vibrasjoner, laboratorieprosjekt 1988

Variant	Oppleggsbetingelse	Spennvidde (m)	Tverravstiver h (mm)	Beregnet f_0 (Hz)	Beregnet nedbøyning v/1 kN punktlast (mm)
TL-1	S-F-S-F	3,55	-	18,9	1,34
TL-2	S-F-S-F	3,55	-	16,0	1,27
IL-5	S-F-S-F	5,9	I-bjelke h=300	10,5	1,08
IL-6	S-F-S-F	5,9	-	10,2	2,32
IL-8	S-F-S-F	7,1	-	12,3	1,52
IL-9	S-F-S-F	7,1	-	10,7	1,43

6.2 Laboratorieprosjekt 1998

Tabell 6.2 presenterer resultater fra beregninger av laveste egenfrekvens og nedbøyning under punktlast for noen konstruksjonsløsninger fra laboratorieprosjekt som ble gjennomført i 1998.

Tabell 6.2

Beregningsresultater for nedbøyning og vibrasjoner, laboratorieprosjekt 1998

Variant	Oppleggs- betingelse	Spennvidde – c/c (m)	Undergolv	Beregnet f_0 (Hz)	Beregnet nedbøyning v/1 kN punktlast (mm)
OS-A	S-F-S-F	7,02 – 0,6	22 mm sponplate	12,4	1,47
OS-E	S-F-S-F	7,02 – 0,3	Tverravstivere ¹⁾	9,4	0,62
OS-H	S-F-S-F	7,02 – 0,3	Tilleggsmasse ²⁾	6,8	1,01

¹⁾ 48 x 98 mm tre c/c 125 mm på tvers av bjelker + overgolv, se Appendix A, pkt. 2

²⁾ 22 mm sponplate, 30 mm sand ($\approx 30 \text{ kg/m}^2$) + overgolv, se Appendix A, pkt. 2

6.3 Gitterbjelkelag forsøkshus

Tabell 6.3 presenterer resultater fra beregninger av laveste egenfrekvens for konstruksjonsløsninger fra forøk med gitterbjelkelag i forsøkshus. Mht detaljert underlag, se Nore & Andersen (2003).

Tabell 6.3

Beregningsresultater for nedbøyning og vibrasjoner, gitterbjelkelag forsøkshus

Variant	Oppleggs- betingelse	Spenn- vidde (m)	Undergolv	Beregnet f_0 (Hz)
WJ-1	S-F-S-F	5,8	Platelag, 50 mm betongheller	11,7
WJ-2	S-F-S-F	5,8	Platelag, spaltegolv	19,9

6.4 K-bjelkelag laboratorium

Tabell 6.4 presenterer resultater fra beregninger av laveste egenfrekvens og nedbøyning under punktlast for konstruksjonsløsninger med K-bjelkelag i laboratorium.

Tabell 6.4

Beregningsresultater for nedbøyning og vibrasjoner, K-bjelkelag laboratorium

Variant 48x300	Oppleggs- betingelse	Avstivende tiltak	Beregnet f_0 ¹⁾ (Hz)	Beregnet nedbøyning v/1 kN punktlast (mm)
KB-1	S-F-S-F	Ingen	16,0 / 14,6	1,16

¹⁾ Uten / med statisk last i punktet på 50 kg. Antatt fordeling av lasten til 3 bjelker

6.5 Gitterbjelkelag laboratorium

Tabell 6.5 presenteres resultater fra beregninger av laveste egenfrekvens og nedbøyning under punktlast for relevante konstruksjonsløsninger fra forøk med Gitterbjelkelag i laboratorium.

Tabell 6.5

Beregningsresultater for nedbøyning og vibrasjoner, Gitterbjelkelag laboratorium

Variant h=450	Avstivende tiltak T = tverravstiver	Flate- masse (kg/m ²)	Beregnet f ₀ (Hz)	Beregnet nedbøyn. v/1 kN punktlast (mm)
GI-A	2 · T = 48 x 98 mm under øvre flens	17,1	18,1	1,02
GI-C	Som GI-A, men bjelke 1 og 9 fastholdt og randbelastet	17,1	18,4	1,01
GI-D	2 · T = 48 x 98 mm og 2 · T = 48 x 148 mm under øvre flens	17,9	19,0	0,89
GI-E	2 · T = 48 x 98 mm under øvre flens og 2 oppå nedre flens	17,7	18,0	-
GI-F	2 · T = 48 x 198 mm under øvre flens	17,7	19,3	0,65
GI-G	Som GI-F, men bjelke 1 og 9 fastholdt og randbelastet	17,7	21,8	-
GI-H	Som GI-F, men bjelke 9 opphengt i stålstag til tak	17,7	20,2	-
GI-I	2 · T = 48 x 198 mm og 2 · T = 48 x 98 mm under øvre flens	18,2	20,5	-
GI-J *	2 · T = 48 x 198 mm under øvre flens	34,4	13,9	0,52
GI-K *	-	33,3	12,8	0,98
GI-L *	Bjelke 9 opphengt i stålstag til tak	33,3	12,8	-
GI-M	1 · T = 48 x 288 mm i L/2 splittet limtre + vinkelbeslag	17,4	21,2	0,60

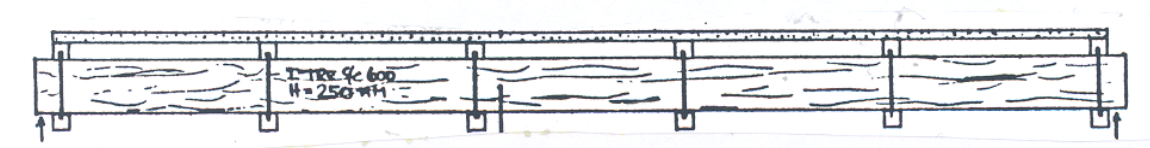
* 22 mm sponplate skrudd til bjelker

7. Tverravstiving

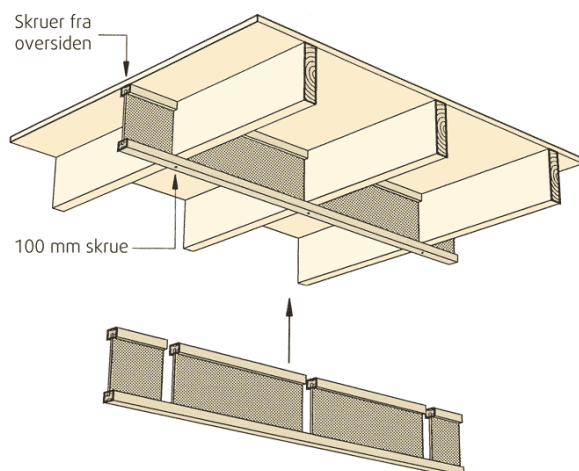
Komfortkriteriet som er etablert og tidligere erfaringer viser at redusert nedbøyning (utsving) reduserer muligheten for følbare vibrasjoner. Tverravstiving av bjelkelag kan i stor grad medvirke til å redusere nedbøyningene til belastede bjelker. Effektive tverravstivere vil fordele lasten til et visst antall nabobjelker. I forbindelse med eksperimentelle forsøk har det derfor blitt lagt stor vekt på utprøving av tverravstivende tiltak. Med tverravstivende tiltak mener vi i denne sammenhengen i første rekke bjelker på tvers av hovedretningen som integreres i bjelkelaget. Ved valg av løsninger er det lagt vekt på monteringsløsninger som er enklest mulig. Resultater fra tidligere forsøk er også bearbeidet og tatt med i denne rapporten. Se Appendix A mht. detaljerte konstruksjonsbeskrivelser og Appendix B mht. detaljerte måleresultater.

7.1 Nedbøyning til I-bjelkelag

Måleresultater fra forsøk med og uten tverravstivere for konstruksjonsvariant type "IL" presenteres nedenfor. Se Homb & al. (1988) mht. underlag og målinger. Figur 7.1a viser prinsipløsningen der en tverravstivende heltre bjelke er tredd gjennom utsparinger i I-bjelkelaget, mens figur 7.1b viser tverravstiving ved hjelp av en I-bjelke (48 mm høyere enn hovedbjelker) som monteres nedenfra. Tabell 7.1 gir en oversikt over prinsipløsningene sammen med målt nedbøyning for midtre bjelke. Figur 7.2a og 7.2b viser nedbøyning for hver enkelt bjelke for de samme konstruksjonsvariantene.



Figur 7.1a
Tverravstiving med en heltre bjelke, variant IL-2



Figur 7.1b
Tverravstiving med en I-bjelke.
Figur fra Byggforskserien, Byggforvaltning 722.528. Forbedring av stivhet til trebjelkelag

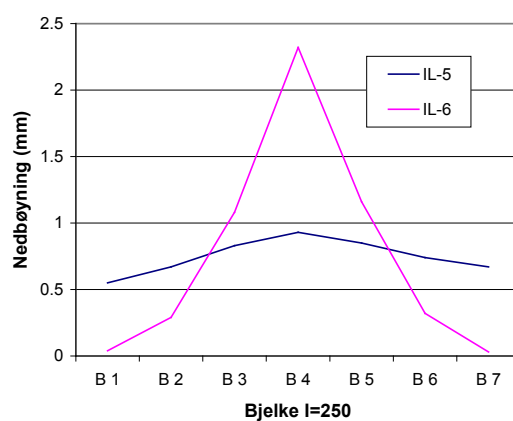
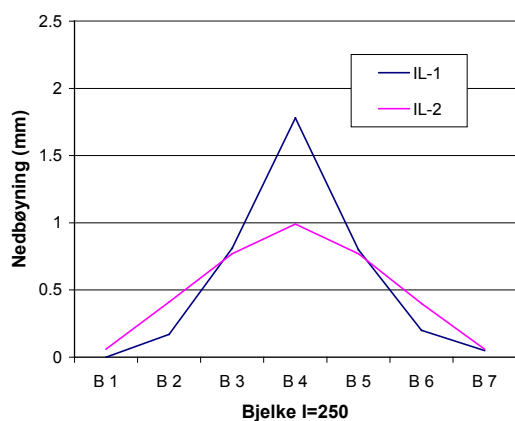
Tabell 7.1

Konstruksjonsvariant type "IL" uten/med tverravstiving. Måleverdier for nedbøyning

Variant	Tverravstiver	Spennvidde (m)	Himling	Målt nedbøyning v/1 kN punktlast (mm)
IL-1	-	4,1+1,8	Nei	1,82
IL-2	Heltre-148 ¹⁾	4,1+1,8	Nei	0,95
IL-5	I-300	5,9	Nei	1,04
IL-6	-	5,9	Nei	2,32 ²⁾
IL-9	-	7,1	Ja	1,03
IL-10	I-450	7,1	Ja	0,54
IL-11	I-450	5,3	Ja	0,32
IL-12	-	5,3	Nei	0,77

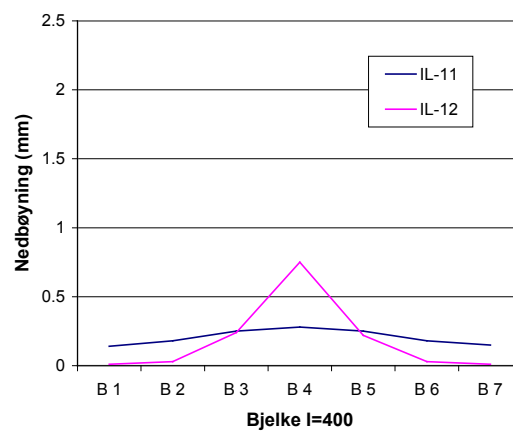
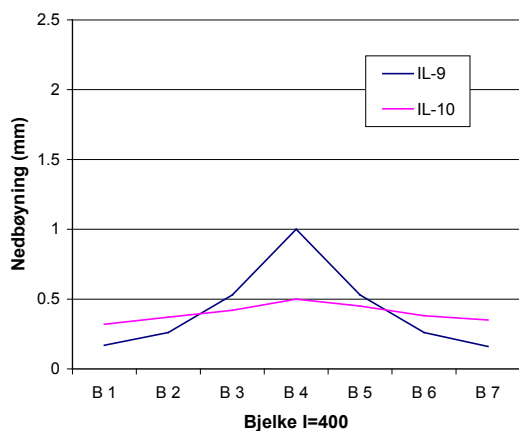
¹⁾ Tverravstiver understøttet i begge ender

²⁾ Verdi fra en bjelke



Figur 7.2a

Målt nedbøyning for hver enkelt bjelke. Bjelkelag med I-bjelke 250



Figur 7.2b

Målt nedbøyning for hver enkelt bjelke. Bjelkelag med I-bjelke 400

Som det framgår av tabell 7.1 og figur 7.2 oppnås en betydelig reduksjon av den maksimale nedbøyningen ved en punktlast på 1 kN. For disse fire sammenlignbare tilfellene er maksimal nedbøyning redusert med 48 % og 58 % med monterte tverravstivere, i forhold til samme løsning uten tverravstiver. Nedbøyning er beregnet for konstruksjonsvariantene IL-5, IL-6 og IL-9, se pkt. 6.1. Sammenligning av målte og beregnede verdier presenteres i pkt. 10.1 og 10.2. Med hensyn til variant IL-5 med tverravstiving, er det kun 4 % avvik mellom målt og beregnet verdi.

7.2 Nedbøyning til Gitterbjelkelag

Måleresultater fra forsøk med og uten tverravstivere for konstruksjonsvarianter med Gitterbjelkelag, type "GI" presenteres nedenfor. Figur 7.3 viser bilder av løsningen med innfesting mellom hovedbjelker og tverravstivende bjelke. Tverravstivende bjelke festes til både overgurt og vertikal, eventuelt også undergurt til gitterbjelke. En stor del av prøveprogrammet med Gitterbjelker omhandlet ulike varianter med tverravstiving. De prinsipielt viktigste variantene presenteres i tabell 7.2 sammen med målt nedbøyning for midtre bjelke. Figur 7.4a, 7.4b og 7.4c viser nedbøyning for hver enkelt bjelke for de samme konstruksjonsvariantene. I alle disse tilfellene er begge de ytre bjelker frie (dvs. ikke understøttet eller avstivet).

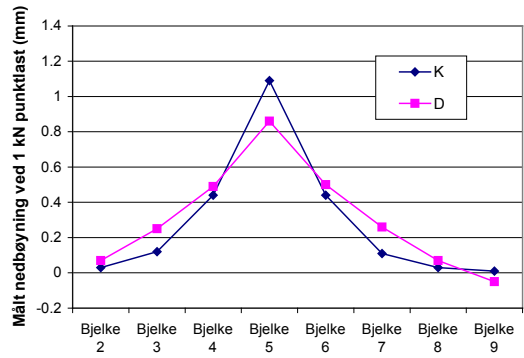
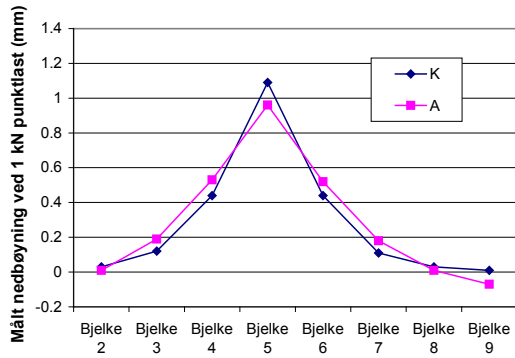


Figur 7.3
To varianter tverravstiving i Gitterbjelkelag

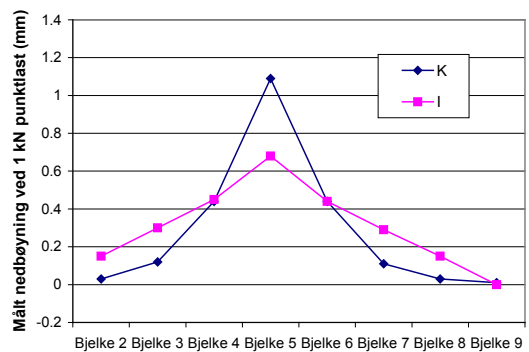
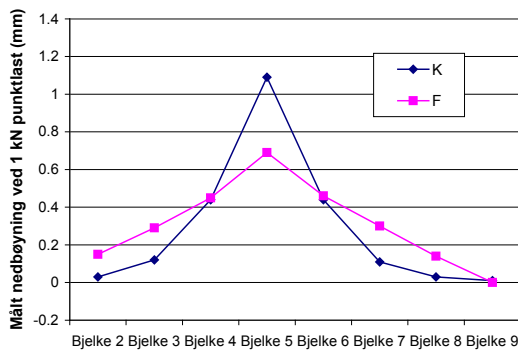
Tabell 7.2
Konstruksjonsvariant type "GI" uten/med tverravstiving. Måleverdier for nedbøyning

Variant	Tverravstiver	Max nedbøyning (mm) bjelke 5 / snitt
GI-A	2 ØF 48 x 98	0,96/1,00
GI-D	2 ØF 48 x 98 og 2 ØF 48 x 148	0,86/0,90
GI-F	2 ØF 48 x 198	0,69/0,71
GI-I	2 ØF 48 x 198 + 2 ØF 48 x 98	0,68/0,70
GI-J	2 ØF 48 x 198 + Sponplategolv	0,60/0,63
GI-K	Sponplategolv	1,09/1,12
GI-M *	1 F 48 x 288	0,73/0,75

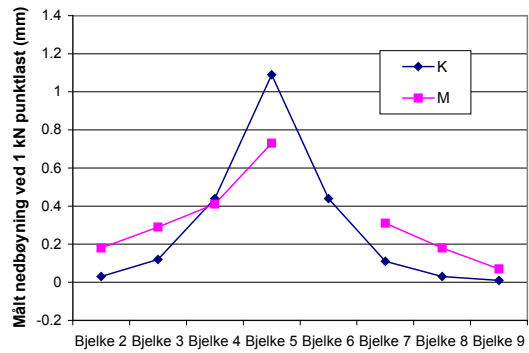
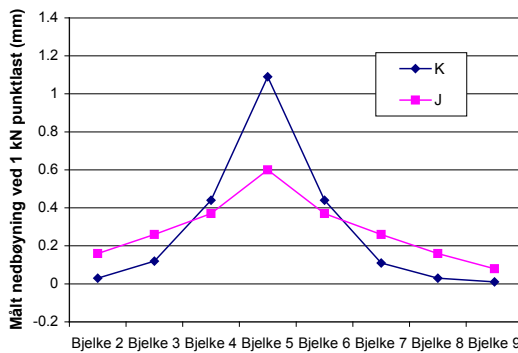
* Ikke optimal innfesting mellom tverravstiver og overgurt til gitterbjelke



Figur 7.4a
Gitterbjelkelag med sentrale tverravstivere h= 98 mm. Målt nedbøyning for hver enkelt bjelke



Figur 7.4b
Gitterbjelkelag med sentrale tverravstivere h= 198 mm. Målt nedbøyning for hver enkelt bjelke



Figur 7.4c
Gitterbjelkelag med tverravstivere. Målt nedbøyning for hver enkelt bjelke

I disse forsøkene er det kun variant GI-J og GI-K som har et gå-bart undergolv (22 mm sponplate). Virkningen av tverravstivere sammenlignes derfor med variant GI-K som er en løsning med plattformgolv uten tverravstiver. Som det framgår av tabell 7.3 og figur 7.4 oppnås det svært varierende virkning med de forskjellige tverravstiverne. Variant GI-A med 2 stk 48 x 98 mm tverravstivere gir en reduksjon i forhold til GI-K på kun 12 %, mens variant GI-J med 2 stk 48 x 198 mm tverravstivere gir tilsvarende reduksjon på 45 %. Dette er tilnærmet samme virkning som vist i pkt. 7.1. Nedbøyning er beregnet for en rekke av konstruksjonsvariantene med Gitterbjelker, se pkt. 6.5. Sammenligning av målte og beregnede verdier presenteres i pkt. 10.1 og 10.2. Med hensyn til de aktuelle varianter av Gitterbjelkelag med tverravstiving, varierer avviket mellom målt og beregnet verdi fra + 6 % til - 15 % (når variant GI-M utelates fra sammenligningen).

7.3 Bjelkelagens egenfrekvens

Måle- og beregningsresultater fra forsøk med og uten tverravstivere for konstruksjonsvariant type "IL" og "GI" presenteres nedenfor. Se Appendix A, B og pkt. 6 mht. nærmere detaljer. Tabell 7.3 viser resultater mht. laveste egenfrekvens for bjelkelag type "IL", mens tabell 7.4 viser tilsvarende resultater for bjelkelag type "GI".

Tabell 7.3
Konstruksjonsvariant type "IL" uten/med tverravstiving. Resultater for laveste egenfrekvens

Variant	Tverravstiver	Spenn- vidde (m)	Himling	Målt f_0 (Hz)	Beregnet f_0 (Hz)
IL-1	-	4,1+1,8	Nei	13,2	-
IL-2	Heltre-148 ¹⁾	4,1+1,8	Nei	14,5	-
IL-5	I-300	5,9	Nei	11,0	10,5
IL-6	-	5,9	Nei	10,7	10,2
IL-9	-	7,1	Ja	10,2	10,7
IL-10	I-450	7,1	Ja	10,2	-
IL-11	I-450	5,3	Ja	17,4	-
IL-12	-	5,3	Nei	16,6	-

¹⁾ Tverravstiver understøttet i begge ender

Tabell 7.4
Konstruksjonsvariant type "GI" uten/med tverravstiving. Resultater for laveste egenfrekvens

Variant	Tverravstiver	Målt f_0 (Hz) Snitt 3 midtre bjelker	Beregnet f_0 (Hz)
GI-A	2 ØF 48 x 98	18,2	18,1
GI-D	2 ØF 48 x 98 og 2 ØF 48 x 148	19,3	19,0
GI-F	2 ØF 48 x 198	17,1 ¹⁾	19,3
GI-I	2 ØF 48 x 198 + 2 ØF 48 x 98	17,8 ¹⁾	20,5
GI-J	2 ØF 48 x 198 + Sponplategolv	12,1	13,9
GI-K	Sponplategolv	12,5	12,8
GI-M ²⁾	1 F 48 x 288	16,9	21,2

¹⁾ Stor variasjon mellom de enkelte bjelker

²⁾ Ikke optimal innfesting mellom tverravstiver og overgurt til gitterbjelke

Resultater i tabell 7.3 viser at laveste egenfrekvens øker svakt (opptil 9 %) eller er uendret med de aktuelle tverravstiverne montert ved halve spennvidden. Tilsvarende sammenligning for Gitterbjelkelagene er ikke mulig da kun variant GI-J og GI-K har et gå-bart undergolv. Sammenligningen blir lite relevant fordi flatevekten til bjelkelaget har stor innvirkning på egenfrekvensen. Resultater i tabell 7.4 viser imidlertid at tverravstivere midt i spennet påvirker laveste egenfrekvens lite, men i positiv retning. Laveste egenfrekvens øker noe når det monteres tverravstivere i flere linjer, se variant GI-D og GI-I. Beregningene viser delvis noe annen virkning, for eksempel at stivere tverravstivere øker egenfrekvensen, ref. variant GI-A, GI-F og GI-M.

7.4 Oppsummering

Tverravstivere kan i stor grad påvirke de statiske og dynamiske egenskapene til bjelkelagene som det framgår av pkt. 7.1 til 7.3. Man kan oppnå en betydelig reduksjon av nedbøyningen fra en punktlast og virkningen øker med tverravstiverens stivhet. Måleresultater viser at tverravstivere kan gi opptil ca 60 % redusert nedbøyning i forhold til samme løsning uten tverravstiver. Tverravstiverens innvirkning på laveste egenfrekvens er generelt betydelig mindre og avhengig av flere faktorer. En enkel tverravstiver midt i spennet påvirker egenfrekvensen lite, men i positiv retning. Økt stivhet til tverravstiver gir beregningsmessig en viss økning av laveste egenfrekvens. Målingene viser at flere linjer med tverravstivere gir en liten økning av egenfrekvensen. Alle disse forsøkene er gjennomført med tverravstivere vinkelrett på bjelkelagets hovedretning. Sammenligningene viser også at man kan oppnå akseptabel nøyaktighet mht. beregning av bjelkelag med og uten tverravstivere.

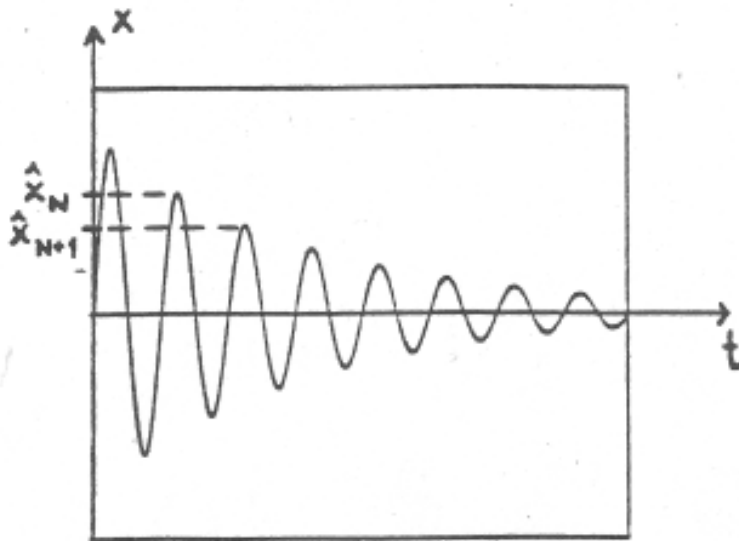
8. Damping

8.1 Teoretisk grunnlag

Som nevnt i pkt. 3.1 er det klart at damping er en viktig parameter i konstruksjoner hvor det er dynamiske laster og mennesker til stede. Dette gjelder spesielt når de dynamiske lastene er periodiske (gjentar seg) og ved lave egenfrekvenser. Damping er et uttrykk for hvor fort en rystelse eller vibrasjon dør ut når påtrykket opphører. Jo raskere vibrasjonen dør ut, jo sterkere dempet er konstruksjonen. På et golv vil total damping skyldes både damping i materialer, bjelker, koblingstap mellom materialer og koblingstap i tilslutningen mellom konstruksjonsdeler (eksempelvis vegger).

Damping kan uttrykkes eller måles på forskjellige måter. For et system med en enkel svingeform er det pålitelig å bestemme dempingsegenskapen basert på **logaritmisk dekrement**, definert ihht. fig. 8.1 og følgende formel:

$$\delta = \ln \left(\frac{\hat{x}_n}{\hat{x}_{n+1}} \right) = 2\pi \cdot \zeta \quad \text{der } \zeta = \text{dempingsforholdet}$$

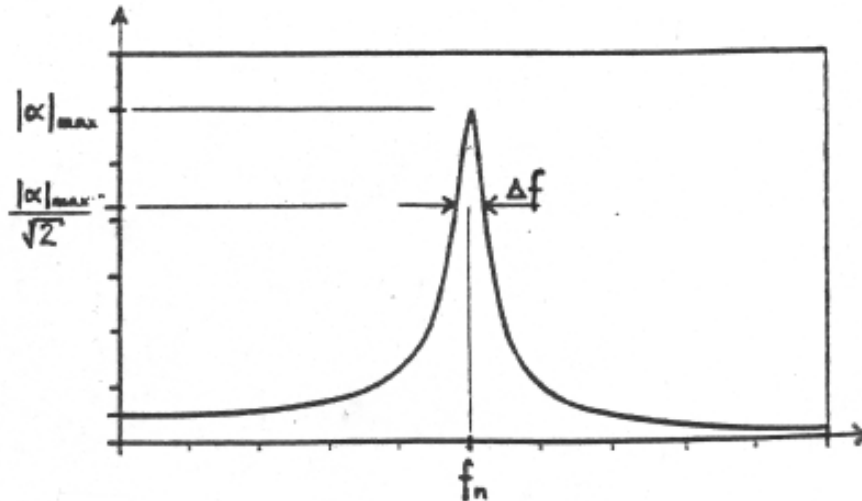


Figur 8.1
Bestemming av dempingsparameter ved logaritmisk dekrement (amplitude som funksjon av tid)

For systemer med mange svingeformer er det mulig å benytte logaritmisk dekrement når det er stor avstand mellom egenfrekvensene eller svært dominerende svingeformer. I andre tilfeller er det mulig å bestemme dempingsverdier fra **båndbredde til frekvenstopper** i frekvensresponsfunksjonen. I slike tilfeller defineres tapsfaktoren η , tapet av energi med følgende sammenheng med dempingsforholdet:

$$\eta = \frac{\Delta f}{f_n} = 2 \cdot \zeta$$

Figur 8.2 viser hvordan tapsfaktoren bestemmes fra båndbredde til en frekvenstopper.



Figur 8.2
Bestemming av tapsfaktoren fra en frekvensresponsfunksjon (amplitude som funksjon av frekvens)

Denne metoden forutsetter at dempingen er nokså lav, og at det er en viss avstand mellom resonansfrekvensene. Begge de ovennevnte metodene kan benyttes med grunnlag i et lite antall målepunkter for akselerometre. Metodene er i hovedsak egnet til å bestemme demping for de laveste egenfrekvensene til et svingesystem. Ved høyere frekvenser er det mest anvendbart å bestemme demping fra nivåreduksjon eller etterklangstid i ulike frekvensbånd.

Dersom man benytter et nettverk av målepunkter kan dempingsverdier bestemmes fra såkalt *modal analyse*. Dette er et beregningsverktøy basert på teoretiske modeller for svingemønstre med inngangsdata fra måleverdier.

Det er også mulig å vurdere dempingsegenskaper basert på mer indirekte metoder. Et eksempel på en indirekte metode er *akselerasjonsnivå, integrert over en viss tid*, a_{RMS} , som nevnt i pkt. 3.1. Denne parameteren gir informasjon både om hvor sterkt konstruksjonen svinger, men også om dempingen i målepunktet. Dette er måleteknisk enklere og mer nøyaktig enn andre vanlige metoder for å bestemme demping. Når impulslasten (støtet) er klart definert og reproduserbar, kan man bestemme denne parameteren ved følgende formel:

$$a_{RMS} = \sqrt{\frac{1}{T} \cdot \int_0^T a^2(t) dt} \quad \text{der } T \text{ for eksempel} = 1 \text{ sek}$$

I dette prosjektet er det benyttet logaritmisk dekrement og båndbredde til frekvenstopper som metode for å bestemme demping. Ved tidligere gjennomførte målinger er det i hovedsak benyttet båndbredde til frekvenstopper som metode. Men med unntak av laboratorieprosjekt NBI 1988, foreligger det rådata slik at vi kan analysere og bestemme andre parametre dersom det er aktuelt.

8.2 Måleresultater for tapsfaktor

Nedenfor presenteres en sammenstilling av en del måleresultater for tapsfaktor. Generelt er det spredning i resultatene og metodemessige begrensninger slik at man bør regne med en usikkerhet i verdiene på minst +/- 1 %. Ved enkelte feltmålinger er det vanskelig å bestemme resonansfrekvensene entydig, noe som tilsier at det kan være vesentlig høyere usikkerhet i verdiene for tapsfaktor.

Resultater fra laboratorieprosjekt NBI 1988 viser tapsfaktorer i området 2 til 5 %. Dette gjelder alle konstruksjonsvarianter THH, TL og IL. Se Homb & al (1988) og Homb (2006) for detaljerte resultater. I grove trekk var tapsfaktoren 2 til 4 % for bjelkelag over ett spenn uten tverravstivere eller understøttelser. Konstruksjonsvarianter med understøttede tverravstivere, kantunderstøttelse eller flere opplegg ga tapsfaktorer i området 4 til 5 %. Det er sannsynligvis koblingstap i tilknytning til disse konstruksjonsdetaljene som øker den målte tapsfaktoren.

Forsøksoppstilling med tre bjelketyper merket GangNail, Nordisk Kartro og Ranti viser tapsfaktorer mellom 2 og 3 %. Se Appendix A pkt. 7 for beskrivelse av løsningene og Homb (2006) mht. måleresultater. Dette er en forsøksoppstilling kun med spaltegolv eller slisset sponplate på bjelker, dvs. uten at bjelkelaget er avsluttet mot vegger, kantbjelke osv. Med så enkelt oppstilling er det få muligheter for koblingstap som medfører at tapsfaktoren er lav. Feltmålingene RAN og TSIL som også er presentert i Appendix A pkt. 7 er fra målinger i ferdige bygg. Løsningen merket TSIL er en relativt enkel golvkonstruksjon med sponplate både i himling og overgolv, men med vanlige bærende og ikke-bærende vegger som avgrensner rommet. Måleresultatene viser tapsfaktorer mellom ca. 8 og 12 %, forutsatt at analysen er pålitelig mht. avstand mellom resonansfrekvenser. Løsningen merket RAN innebærer ennå flere koblingstap pga lydhimling og flere platelag med dempesjikt i overgolvet. Det var her vanskelig å bestemme resonansfrekvensene, noe som tilsier at det er svært usikkert å bestemme tapsfaktoren ved hjelp av båndbredde til frekvenstopper.

Resultater fra laboratorieprosjekt 1998 viser tapsfaktorer i området 5 til 7 % for varianter med ett spenn, dvs. OS-A, OS-E og OS-H. Det er imidlertid stor spredning i verdiene avhengig av resonansfrekvens. Disse bjelkelagene er montert med avslutning mot vegg og kantbjelke og med unntak av OS-A er det flere sjikt i overgolvet som innebærer at målt tapsfaktor er høyere enn blant annet resultater fra laboratorieprosjekt NBI 1988. Se Homb (2006) mht. fullstendig beskrivelse og resultater.

Tabell 8.1 viser resultater mht. tapsfaktor for K-bjelkelaget, mens tabell 8.2 viser tilsvarende resultater for Gitterbjelkelaget. Dette er gjennomsnittlige verdier ved laveste egenfrekvens for en del målepunkter på bjelkelaget basert på båndbredde til frekvenstopper.

Tabell 8.1
Måleresultater for tapsfaktor, K-bjelkelag i laboratorium

Variant	Avstivende tiltak	Tapsfaktor ¹⁾ (%)
Bjelke 48x300		
KB-1	Ingen	2,7 / 3,5
KB-2	Randlast på opplegg	1,4 / 1,7
KB-3	Patentbånd i underkant av bjelker i L/2	1,7 / 1,7
KB-4 ²⁾	Lettvegg i L/2 fra bjelke 5 til bjelke 9	1,4 / 1,7
KB-5 ³⁾	Kantunderstøttelse av bjelke 1	1,4 / 1,7

¹⁾ Uten / med statisk last i punktet på 50 kg

²⁾ Der lettvegg er festet til bjelkelag og tak opptrer annet svingemønster

³⁾ For kantbjelke, annet svingemønster

Målinger av K-bjelkelaget i laboratorium viste generelt lave verdier for tapsfaktoren. Med unntak av målevariant uten randlast (KB-1) endret verdiene seg ikke selv med lettvegg eller kantunderstøttelse, men avstivende tiltak medfører endrede svingeformer, se pkt. 9.2. Disse målingene viser at tapsfaktoren påvirkes lite av avstivende tiltak 2 til 3 bjelker til side for målepunktet.

Tabell 8.2
Måleresultater for tapsfaktor, Gitterbjelkelag i laboratorium

Variant	Tapsfaktor η (%)	Tverravstiver = TA	Randvilkår
GI-A	2,3	2 ØF 48 x 98	Alle bjelker festet til TA
GI-C	4,3	2 ØF 48 x 98	Bjelke 1 og 9 fastholdt
GI-D	3,6	2 ØF 48 x 98 og 2 ØF 48 x 148	Alle bjelker festet til TA
GI-E	2,6	2 ØF 48 x 98 og 2 NF 48 x 98	Alle bjelker festet til TA
GI-F	2,3	2 ØF 48 x 198	Alle bjelker festet til TA
GI-G	3,0	2 ØF 48 x 198	Bjelke 1 og 9 fastholdt
GI-H	3,2	2 ØF 48 x 198	Bjelke 9 opphengt i stag
GI-I	2,1	2 ØF 48 x 198 + 2 ØF 48 x 98	Alle bjelker festet til TA
GI-J	3,7	2 ØF 48 x 198 + Sponplategolv	Alle bjelker festet til TA
GI-K	1,8	Sponplategolv	-
GI-L	3,7	Sponplategolv	Bjelke 9 opphengt i stag
GI-M	3,2	1 F 48 x 288	Alle bjelker festet til TA

Målinger av Gitterbjelkelaget viste generelt nokså lave verdier for tapsfaktoren. Det er noe variasjon i resultatene som delvis kan skyldes måle- og beregningsprinsippet, se pkt. 8.1. Tapsfaktor for variant kun med sponplate i overgolvet (GI-K) var imidlertid klart lavere enn de øvrige resultater. Det er også en viss tendens til at flere tverravstivere og ulike former for oppheng/avstiving gir en liten økning i tapsfaktoren.

8.3 Oppsummering

Analyse av diverse forsøk med måling av tapsfaktor viser at dempingen er lav for bjelkelag montert uten tilslutning til delevegger, bærevegger, tverravstivere eller understøttelser osv. Selv om det er en viss variasjon som også kan skyldes måle- og beregningsprinsippet viser resultatene for slike forsøksoppstillinger tapsfaktor mellom ca. 2 og 4 %. Noen forsøk viser demping opptil 7 %, men da er det oftest mer sammensatte overgolv eller koblingstag pga at det er montert tverravstivere eller vegger. Målinger gjennomført i felt viser tapsfaktor over 10 %, men i disse tilfellene var det vanskelig å bestemme resonansfrekvensene, noe som innebærer at det er svært usikkert å bestemme tapsfaktoren på denne måten.

Forsøkene viser at dempingen øker når det er flere sjikt i konstruksjonen og når det monteres delevegger, bærevegger, tverravstivere eller understøttelser. Men det har ikke latt seg gjøre å bestemme noen tallverdi for virkningen av hvert enkelt tiltak. Dette krever mer detaljerte studier av demping generelt og etablering av mer sikre metoder for å bestemme denne. For å øke spennvidder er økt demping sentralt, da dette medfører at man i mindre grad kjenner de lave egenfrekvensene til bjelkelaget. Demping kan for eksempel økes ved hjelp av massedempere eller aktive tiltak for å øke koblingstag.

9. Konstruktive tilslutninger

Konstruktive tilslutninger vil påvirke både de statiske og dynamiske egenskapene til bjelkelagene i større eller mindre grad. Dette kan være bærende eller ikke-bærende vegger, ulike oppheng eller understøttelse eller supplerende overgolv/himling. I tilknytning til laboratorieforsøkene har det blitt gjennomført målinger av enkelte konstruksjonsvarianter for å se på virkningen av slike momenter. Noen resultater fra disse forsøkene presenteres i pkt. 9.1 og 9.2. I pkt. 9.3 presenteres noen resultater fra forsøk som er gjennomført i ferdig bygning.

9.1 Bærende vegger

I forsøksserie med K-bjelkelaget ble det gjennomført målinger uten og med randlast på opplegg (dvs. bærevegg). Randlasten var ca. 150 kg/m. For nærmere detaljer fra målingene, se Thorød (2007). Tabell 9.1 viser resultater fra målingene mht. virkningen av randlast på opplegg.

Tabell 9.1

Målinger av K-bjelkelaget. Virkningen av randlast på opplegg

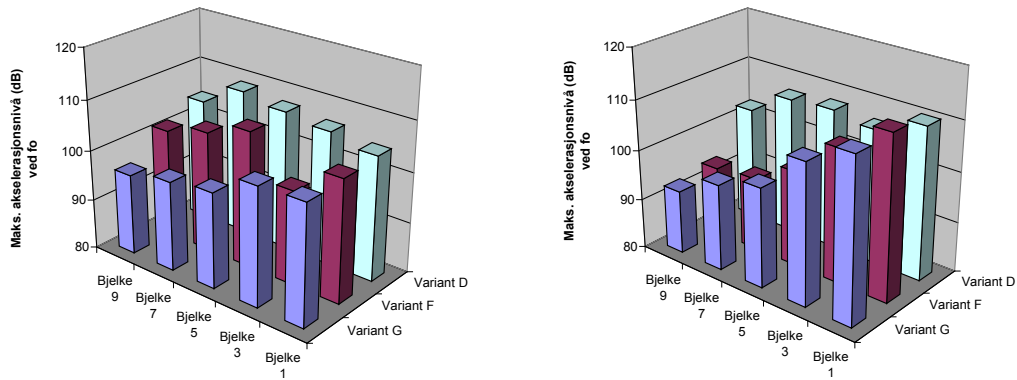
Variant	Oppleggsbetingelse	Spennvidde (m)	Målt f_0 (Hz) *	Endring av f_0 (%)
KB-1	Ingen	5,2	14,9/13,1	-
KB-2	Randlast på opplegg	5,2	15,6/14,1	+ 5 / + 8

* Uten/med 50 kg punktlast i lastpunktet

Resultater i tabell 9.1 viser altså at laveste egenfrekvens øker noe ved randlast på opplegg, henholdsvis med ca. 5 % og 8 % (uten og med punktlast i lastpunktet). Teoretisk sett skal man oppnå en økning på ca. 120 % fra et enkelt opplegg ”Simply supported” til fast innspent ”Fixed” opplegg. I praksis oppnås derfor svært liten innspenning av bjelkelagene med lette bærevegger. Dette skyldes trolig at det er stor rotasjonsmulighet i overgangen mellom bjelkelag og bunnsvill til vegg. Maksimalt utsving ved de målte egenfrekvensene ble redusert ved randlast på opplegg. For de 3 midtre bjelkene ble reduksjonen av maksimalt akselerasjonsnivå ca. 50 % ved halve spennvidden. Dette tilsvarer ca. 6 dB pga. sammenhengen; $L_a = 20 * \log(a/a_0)$ [dB]. Dvs. at man kan regne med at randlast på opplegg har en fordelaktiv innvirkning på dynamisk utsving, men altså liten innvirkning på laveste egenfrekvens og statisk nedbøyning. Dette vil kvantitativt være avhengig av både randlast og spennvidde.

9.2 Ikkebærende vegger og lignende

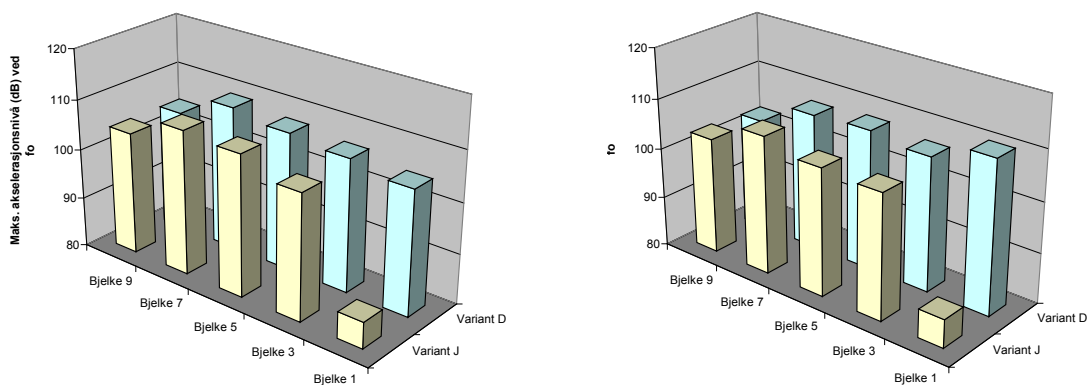
I forsøksserie med K-bjelkelaget ble det også gjennomført målinger med avstivende vegg på tvers av bjelkelaget og understøttelse av kantbjelke for å simulere lettvegg i bjelkeretningen. For nærmere detaljer fra målingene, se Thorød (2007). Figur 9.1 og 9.2 viser resultater fra målingene med disse avstivende tiltakene.



Figur 9.1

Virkningen av lettvegg fra bjelke 5 til 9 mht. maksimale akselerasjonsnivåer (dB rel. 10^{-6}). I venstre figur er lastpunktet på bjelke 5, mens lastpunktet er på bjelke 3 i høyre figur. Alle resultater med randlast på opplegg.
 Variant D: Ingen avstiving
 Variant F: Lettvegg festet til bjelkelag
 Variant G: Lettvegg festet til tak og bjelkelag

Figur 9.1 viser at lettveggen reduserer det maksimale utsvinget betydelig når veggen er festet både til bjelkelag og tak (se venstre figur) og for begge innfestingsmulighetene når dynamisk last er noe til side for lettveggen (se høyre figur) sammenlignet med bjelkelag uten avstiving.



Figur 9.2

Virkningen av understøttelse av bjelke 1 mht. maksimale akselerasjonsnivåer (dB rel. 10^{-6}). I venstre figur er lastpunktet på bjelke 5, mens lastpunktet er på bjelke 3 i høyre figur. Alle resultater med randlast på opplegg.
 Variant D: Ingen avstiving
 Variant J: Bjelke 1 understøttet for å simulere lettvegg i bjelkeretningen

Figur 9.2 viser at understøttelse av bjelke 1 i svært stor grad reduserer det maksimale utsvinget for bjelke 1 og 2. Det er liten endring av nivåene for bjelke 3 og ingen endring for øvrige bjelker, uavhengig av hvor dynamisk last er. Dvs. at en understøttelse i bjelkeretningen har innvirkning på dynamisk utsving kun for de nærmeste bjelkene. Dette har imidlertid en klar sammenheng med hvordan tverrstivheten til bjelkelaget er (kun 22 mm sponplate i dette tilfellet).

I forsøksserie med Gitterlag har det også blitt gjennomført målinger med understøttelse av tverravstiver eller oppheng av tverravstiver, se pkt. 4.2. Tabell 9.2 og 9.3 viser resultater fra målingene med disse avstivende tiltakene med hensyn til endring av laveste egenfrekvens. Måledataene foreligger slik at det kan gjennomføres analyse mht. a_{RMS} , maksimal impulshastighet og ulike dempingsparametre, men dette har ikke blitt prioritert mht. tidbruk.

Tabell 9.2

Målinger av Gitterbjelkelaget. Virkningen av understøttet tverravstiver

Variant	Tverravstiver understøttet i begge ender	Endring av målt f_0 til bjelke (Hz)				
		1	3	5	7	9
GI-A til GI-C	2 ØF 48 x 98 Bjelke 1 og 9 fastholdt	10,7	0,6	- 1,4	9,4	9,4
GI-F til GI-G	2 ØF 48 x 198 Bjelke 1 og 9 fastholdt	0	0	5,4	5,4	0

Resultater i tabell 9.2 viser som man kan forvente at laveste egenfrekvens øker for mange av bjelkene når tverravstiveren understøttes/fastholdes i endene. For den mykeste tverravstiveren er virkningen tydelig nær avstivingspunktet, mens virkningen er mindre og tydelig for bjelker nærmere midten når tverravstiveren er vesentlig stivere.

Tabell 9.3

Målinger av Gitterbjelkelaget. Virkningen av kantbjelke opphengt i stag

Variant	Tverravstiver/ overgolv	Endring av målt f_0 til bjelke (Hz)				
		1	3	5	7	9
GI-F til GI-H	2 ØF 48 x 198 Bjelke 9 opphengt i stag	5,4	- 1,4	5,4	5,4	13,7
GI-K til GI-L	22 mm sponplate Bjelke 9 opphengt i stag	0,7	0	- 3,4	0	3,3

Resultater i tabell 9.3 viser at laveste egenfrekvens øker for bjelker nær opphengspunktet. Med en stiv tverravstiver øker imidlertid laveste egenfrekvens for mange av bjelkene. For bjelkelag uten tverravstiver (med 22 mm sponplate i undergolvet) er virkningen svært lokal ved opphengt.

9.3 Feltnmålinger

Nedenfor gis en vurdering av svikt og vibrasjoner som er gjennomført i to bygninger under oppførelse. Konstruksjonsbeskrivelse og noen måleresultater er gitt i hhv. pkt. 4.3 og 5.3.

Apaltunlien

Analyse av vibrasjonsmålinger (fra eksitering med gummiball) viser at det er noe spredning i laveste egenfrekvens, men disse er generelt lite tydelige pga demping av vibrasjonene. Tapsfaktor for dominerende egenfrekvens ihht. analyse basert på båndbredde er ca. 9 - 11 %. Måleverdiene var nokså like for de 3 utvalgte bjelkene midt i rommet. Subjektivt var det lite opplevd utsving ved hopping og gange og det var vanskelig å kjenne vibrasjonene. Måleresultat og opplevd situasjon er et samlet resultat av overgolvets løsning, ikkebærende bindingsverksvegg på tvers av bjelkelaget og platekledning i himling. Det er sannsynligvis vegg på tvers av bjelkelaget som medvirker mest til det gunstige resultatet.

Husnes

I dette tilfellet ble målinger gjennomført i to trinn. I fase I var bygget under oppføring, hvor det innvendig kun var montert gitterbjelker, tverrstivere og spaltegolv, se pkt. 4.3. Analyse av vibrasjonsmålinger (fra eksitering med gummiball) viser at det er liten spredning i laveste egenfrekvens. Tapsfaktor for dominerende egenfrekvens ihht. analyse basert på både logaritmisk dekrement og båndbredde ble ca. 2 %. Det ble også gjennomført forsøk med å understøtte en av kantbjelkene (til en leilighet). Laveste egenfrekvens økte betydelig for denne og delvis nærmeste bjelke, men ga ingen innvirkning på bjelker lenger fra understøttelsen. Subjektivt var det markert utsving ved hopping og gange, og varigheten var såpass lang at det var lett å kjenne vibrasjonene.

I fase II var alle delevegger, overgolv og innredning også montert, dvs. bygget var innflyttingsklart. Det var i tillegg montert et opphengsstag fra bjelkelaget midt i spennet opp til takstol. Det var vanskelig å sette bjelkelaget i bevegelse ved eksitering nær dette staget, men det var også plassert inne i en delevegg. Analyse av vibrasjonsmålinger (fra eksitering med gummiball) viser at det er en del spredning i laveste egenfrekvens, men disse er generelt lite tydelige med unntak av målepunkter på bad (her var det overgolv med påstøp av betong) pga demping av vibrasjonene. Subjektivt var det beskjedent utsving ved hopping og gange både på bad og stue/gang, noe som tyder på høy demping. Måleresultat og opplevd situasjon er et samlet resultat av overgolvetts løsning, lydhimling med platelag opphengt i lydbøyer, ikke bærende bindingsverksvegg på langs og tvers av bjelkelaget og opphengsstag fra bjelkelag til takstol. Det er vanskelig å vurdere de individuelle bidragene, men målingene viser at begge de to sistnevnte momentene gir en klar forbedring av bjelkelagets egenskaper mht. svikt og vibrasjoner.

9.4 Oppsummering

Laboratorieforsøkene viser at randlast på opplegg har en fordelaktig innvirkning på dynamisk utsving, men liten innvirkning på laveste egenfrekvens og statisk nedbøyning. Vi antar imidlertid at virkningen vil være avhengig av både randlast og spennvidde. Ikke-bærende vegg på tvers av bjelkelaget reduserer det maksimale utsvinget i stor grad når den er festet både nede til golv og oppe til himling/takkonstruksjon. Svingeform og egenfrekvenser endrer seg også mye for bjelker som holdes fast av veggen. Understøttelse eller ikkebærende vegger i bjelkeretningen reduserer det maksimale utsvinget kun for de nærmeste bjelkene. Dette gjelder når bjelkelaget har liten tverrstivhet. Når tverrstivheten øker oppnås en gunstigere virkning over en bredere del av bjelkelaget.

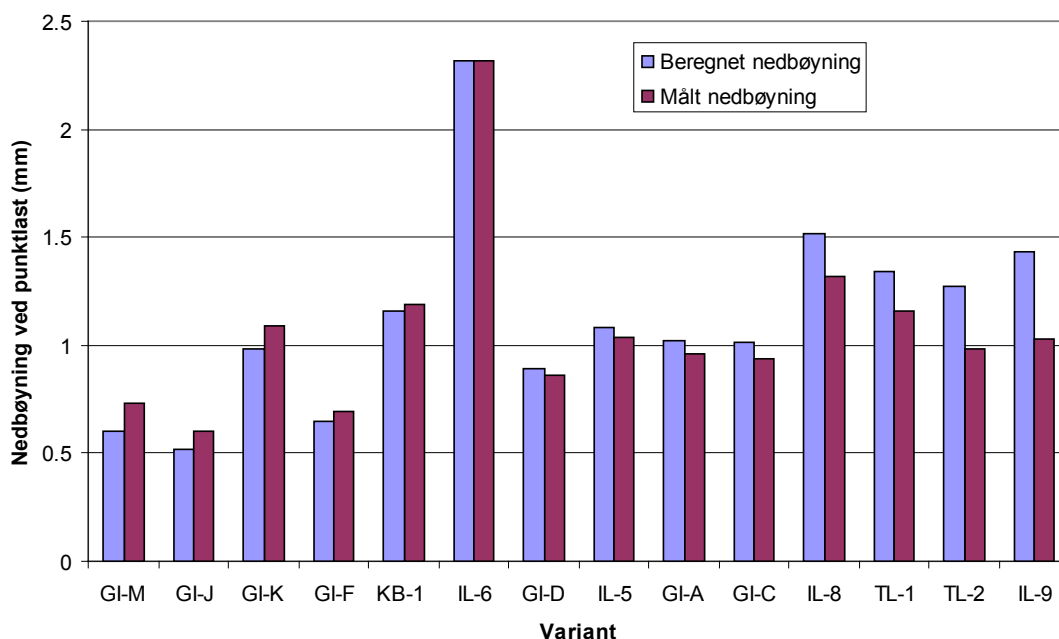
Målinger gjennomført i felt viser samme hovedtendens som fra laboratorieforsøkene, men med større, fordelaktig virkning for flere av parametrene. Både montering av delevegger, flytende golv og himling øker dempingen og reduserer statisk og dynamisk utsving. Forsøk så langt har imidlertid ikke gjort det mulig å bestemme noen tallverdi for virkningen av blant annet flytende golv og himling .

10. Sammenstilling av resultater

I pkt. 10.1 sammenstilles måleresultater og beregningsresultater vedrørende nedbøyning under en punktlast og de samme egenskapene mht egenfrekvens. I pkt. 10.2 presenteres måle- og beregningsresultatene i anbefalt kriteriediagram, mens pkt. 10.3 gir en oppsummering av disse resultatene.

10.1 Sammenligning av måle- og beregningsresultater

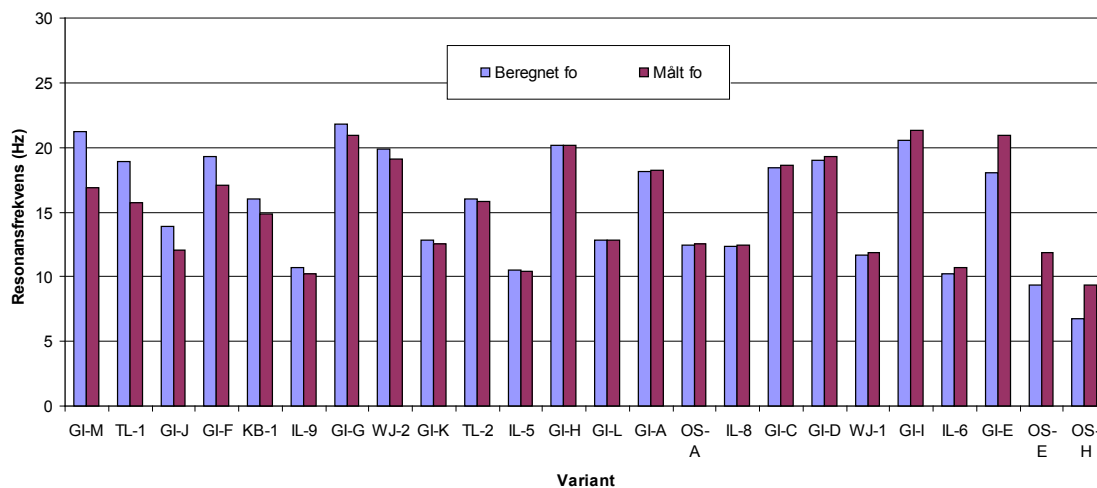
Forslag til komfortkriterium for spennvidder til bjelkelag baserer seg på at nedbøyning og laveste egenfrekvens beregnes. Dette innebærer at vurdering av spennvidde vil være avhengig av nøyaktigheten til beregningen av disse parametrene. Nedenfor vises en sammenligning av målte og beregnede verdier for målevarianter som er gjengitt i denne rapporten og hvor begge verdier er dokumentert. Figur 10.1 viser sammenligning for nedbøyning, der dataene er sortert mht. avvik mellom beregnet og målt verdi. BTAB er benyttet ved beregningene, se Kolstad (2009). Beregnede verdier bør i utgangspunktet være til sikker side, dvs. høyere enn målte verdier (vises til høyre i diagrammet).



Figur 10.1
Målte- og beregnede verdier for nedbøyning ved en punktlast på 1 kN

Differanser mellom beregnede og målte verdier har en spredning i enkeltverdier fra – 22 % til + 28 %. Beregnede verdier som er lavere enn målte verdier har et gjennomsnittlig avvik på – 11 %, mens beregnede verdier som er høyere enn målte verdier har et gjennomsnittlig avvik på + 12 % i dette dataunderlaget.

Figur 10.2 viser en sammenligning for laveste egenfrekvens, der dataene er sortert mht. avvik mellom målt og beregnet verdi. Beregningene er gjennomført med en ortotrop beregningsmodell, se Homb (2008). Beregnede verdier bør i utgangspunktet være til sikker side, dvs. lavere enn målte verdier (til høyre i diagrammet).



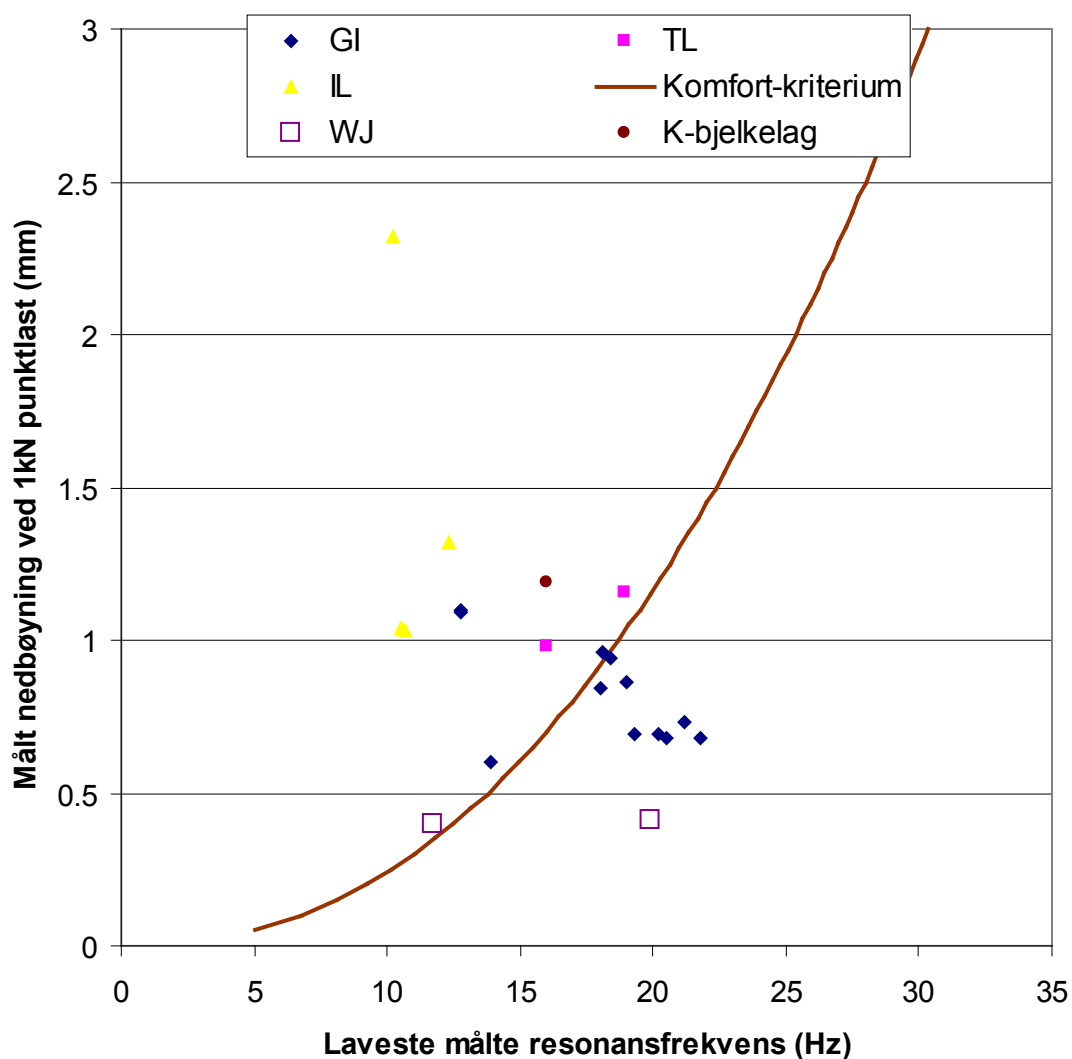
Figur 10.2
Målte- og beregnede verdier for laveste egenfrekvens

Differanser mellom beregnede og målte verdier har en spredning i enkeltverdier fra -20% til $+38\%$. Beregnede verdier som er lavere enn målte verdier har et gjennomsnittlig avvik på -8% , mens beregnede verdier som er høyere enn målte verdier har et gjennomsnittlig avvik på $+9\%$ i dette dataunderlaget.

Sammenligningene viser at det er akseptabel nøyaktighet ved beregning av nedbøyning og laveste egenfrekvens. Det er mulig å oppnå god nøyaktighet med beregningsverktøyet som er tilgjengelig og ved nøyaktig bruk av inngangsdata. De fleste beregningsvariantene er fra laboratorieoppsett som er nokså ideelle mht. sammenligning med målinger.

10.2 Måle- og beregningsresultater i kriteriediagram

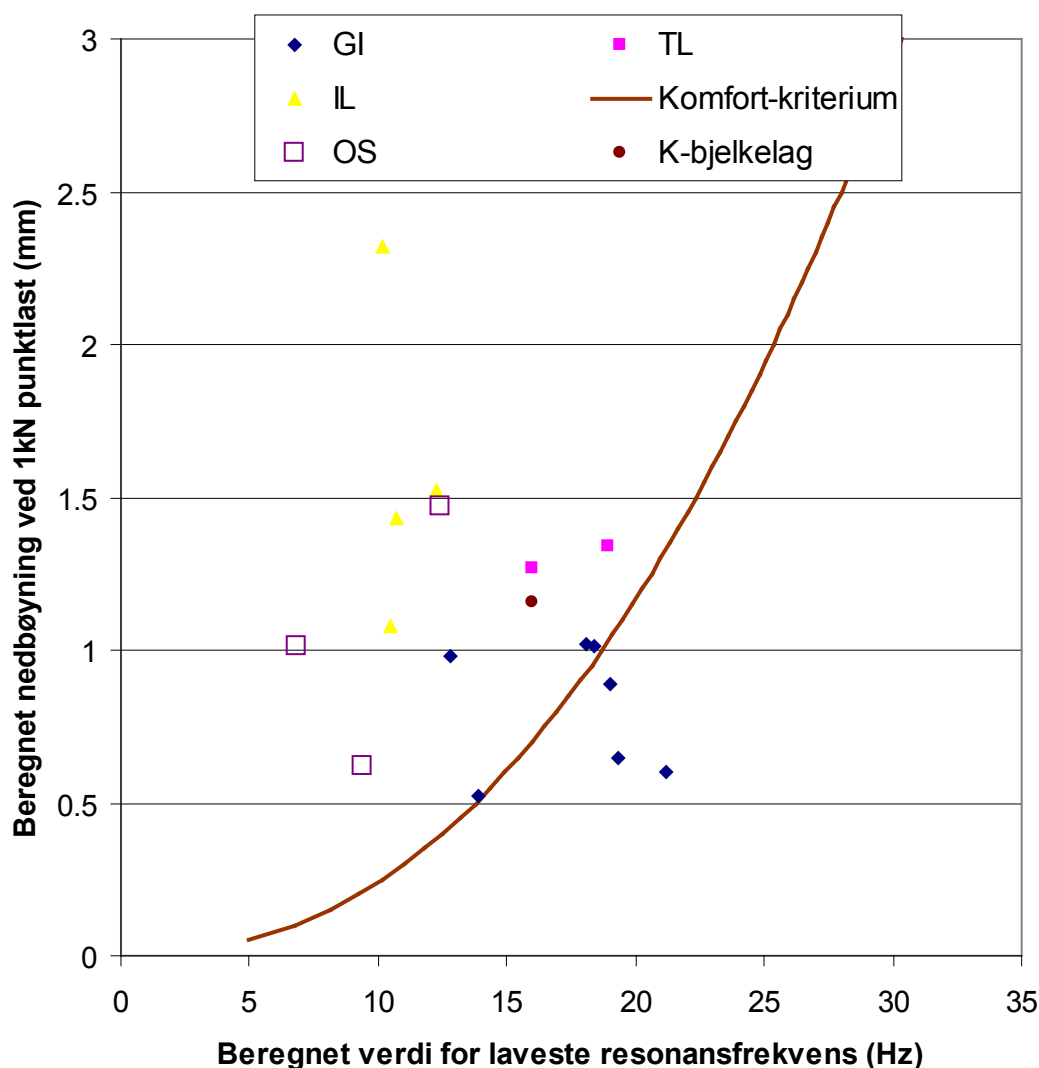
Resultater fra målinger og beregninger av de ulike konstruksjonsvariantene er samlet og presentert i et kriteriediagram for komfort til bjelkelag. Mht. bakgrunn og dokumentasjon av kriteriediagrammet, se Hu (2007) og Homb (2007). Figur 10.3 viser målte verdier inntegnet i diagrammet. Verdier over heltrukken (brun) kurve, tilfredsstillende ikke det foreslåtte komfortkriteriet. Se pkt. 4 mht. de ulike grupper av konstruksjonsvarianter.



Figur 10.3
Måleresultater inntegnet i kriteriediagrammet for komfort til bjelkelag

Alle målevarianter i gruppe "IL" ligger betydelig eller svært langt unna å tilfredsstillende komfortkriteriet (gule markører). Det samme gjelder to konstruksjonsvarianter i gruppe "GI" (blå markører) og K-bjelkelaget (brun markør). Øvrige konstruksjonsvarianter i gruppe "GI" og WJ er nær kriteriekurven eller på undersiden, noe som innebærer at de er akseptable mht. komfort, mens konstruksjonsvarianter i gruppe "TL" er noe til usikker side for kriteriet.

Figur 10.4 viser beregnede verdier inntegnet i kriteriediagrammet. Se pkt. 4 mht. de ulike grupper av konstruksjonsvarianter.



Figur 10.4
Beregningsresultater inntegnet i kriteriediagrammet for komfort til bjelkelag

Alle målevarianter i gruppe "IL" (gule markører) og "OS" (kvadrat-markører) ligger betydelig eller svært langt unna å tilfredsstille komfortkriteriet (gule markører). Det samme gjelder en konstruksjonsvariant i gruppe "GI" (blå markører), K-bjelkelaget (brun markør) og en variant i gruppe "TL" (rød markør). Øvrige konstruksjonsvarianter i gruppe "GI" er nær kriteriekurven eller på undersiden, noe som innebærer at de er akseptable mht. komfort, mens en konstruksjonsvariant i gruppe "TL" er noe til usikker side for kriteriet.

10.3 Fra enkeltbjelke til bjelkelag

Ved laboratorieforsøkene i Comfort Properties prosjektet er det gjennomført målinger både av enkeltbjelker og når disse er montert til et bjelkelag. Tabell 10.1 viser hvordan måleresultater for nedbøyning og resonansfrekvens/egenfrekvens endres ved montering til et bjelkelag. For fullstendige data, se Appendix B og C.

Tabell 10.1

Nedbøyning under punktlast og laveste egenfrekvens, fra enkeltbjelke til bjelkelag

Variant / egenskap	Enkelt- bjelke	Bjelkelag GI-A	GI-F	GI-I	GI-J	GI-K
Gitterbjelkelag Tverravstiving		2 ØF 48 x 98	2 ØF 48 x 198	2 ØF 48 x 198 + 2 ØF 48 x 98	2 ØF 48 x 198 + 22 spon	22 spon
Max nedbøy bjelke snitt (mm)	2,31	1,00	0,71	0,70	0,63	1,12
Egenfrekvens f_0 (Hz)	18,9	18,2	17,1 ¹⁾	17,8 ¹⁾	12,1	12,5
K-bjelkelag Plattformgolv						22 spon
Max nedbøy bjelke snitt (mm)	2,46					1,15
Egenfrekvens f_0 (Hz)	25,7					15,6

¹⁾ Stor variasjon mellom de enkelte bjelker i bjelkelaget

Måleresultatene viser at et plattformgolv med 22 mm sponplate i begge tilfellene reduserer nedbøyning ved 1 kN punktlast med ca. 50 %. Med hensyn til egenfrekvens, er denne avhengig av både stivhet og flatevekt. Økt stivhet øker laveste egenfrekvens, mens økt flatevekt reduserer egenfrekvensen. I disse tilfellene gir det seg utslag i 34 % reduksjon av laveste egenfrekvens for Gitterbjelkelaget og 39 % reduksjon av laveste egenfrekvens for K-bjelkelaget. Ved beregning basert på stivhet til enkeltbjelke viser det seg at endret egenfrekvens kun bestemmes av endret flatevekt. Dvs. at innfesting av sponplate med skruer ikke gir stivhetsøkning for slike små dynamiske laster. Vi antar at liming av sponplate til bjelker vil medføre et positivt bidrag mht. dynamisk stivhet.

Målinger og beregninger som er gjennomført her viser at det er mulig å beregne viktige egenskaper til et bjelkelag med enkelt spenn når man har sikre data for enkeltbjelker og andre komponenter som inngår, eksempelvis platematerialer og tverravstivere.

10.4 Oppsummering

Målinger og beregninger som er gjennomført i dette prosjektet viser at det er mulig å beregne nedbøyning og laveste egenfrekvens med akseptabel nøyaktighet når man har sikre inngangsdata for komponenter som inngår. Man kan imidlertid få avvik som er større enn ønskelig, spesielt ved beregning av nedbøyning under punktlast. Samtidig viser resultater for noen vanlig aksepterte bjelkelagsvarianter at det er en viss sikkerhetsmargin i metoden/komfortkriteriet. Analysen viser at det er mulig å oppnå akseptable beregningsresultater for bjelkelag med basis i egenskaper for enkeltbjelker.

Vurderingene som er gjennomført her gjelder for bjelkelag med ett spenn. Vi har foreløpig ikke tilsvarende underlag for å vurdere komfortegenskaper til bjelkelag over flere spenn eller med ulike former for understøttelse, søylebæring osv.

11. Oppsummering og konklusjoner

I prosjektet er det gjennomført en rekke målinger, beregninger og vurderinger for å utvikle kunnskap om bjelkelag med hensyn til vibrasjoner og stivhet. Flere bjelkelagskonstruksjoner har blitt bygd opp i laboratoriet for å gjennomføre disse forsøkene, men det har også blitt analysert måledata fra tidligere forsøk der det finnes relevante underlagsdata og konstruksjonsbeskrivelser.

Målinger og beregninger av nedbøyning ved en punktlast viser at det er mulig å oppnå akseptabel nøyaktighet ved beregning, men det framkommer enkeltavvik på opptil $\pm 20\%$ - 30% . For nærmere detaljer om beregning av nedbøyning, se Kolstad (2009) og pkt. 10.1 mht. diverse måle- og beregningsresultater. Det er selvsagt ønskelig å videreutvikle beregningsmetoden slik at nøyaktigheten kan forbedres, men ut fra våre erfaringer ser vi ingen systematiske avvik mot for høye eller for lave verdier.

Målinger og beregninger av laveste egenfrekvens viser også at det er mulig å oppnå akseptabel nøyaktighet ved beregning, men som pkt. 10.1 viser oppnås det enkeltavvik på opptil -20% til $+40\%$. For nærmere detaljer om beregning av laveste egenfrekvens, se Homb (2008). Erfaringene fra prosjektet er at beregningsmetoden fungerer godt for bjelkelag over ett spenn når man benytter sikre inngangsdata. Dette gjelder også når bjelkelaget tverrstives, men da er resultatet svært følsomt for bjelkelagets bredde. Det er nødvendig å utvikle beregningsmetode for bjelkelag over flere spenn og med ulike former avstivings- og belastningssituasjoner.

Enkeltbjelker: Statiske og dynamiske egenskaper er blitt dokumentert for i alt 6 ulike bjelketyper, herav to varianter gitterbjelker. Det er godt samsvar mellom resultatene fra statiske og dynamiske forsøk, og analyse viser at egenskaper for enkeltbjelker gir et godt underlag for å beregne nedbøyning til et bjelkelag sammensatt av et antall bjelker.

Dempingsegenskaper: Det er også gjennomført analyse av måledata mht. å bestemme dempingsegenskaper. For bjelkelag montert uten tilslutning til delevegger, bærevegger, tverrstivere eller understøttelser osv. er dempingen lav, men den øker med mer sammensatte overgolvg og koblingstap til tilstøtende konstruksjoner/elementer. Det har ikke vært mulig å bestemme noen entydig tallverdi for virkningen av hvert enkelt tiltak. Dette krever mer detaljerte studier av demping generelt og etablering av mer sikre metoder for å bestemme denne. For å øke spennvidder er det viktig å øke dempingen, da dette medfører at man i mindre grad kjenner de lave egenfrekvensene til bjelkelaget.

Avstiving og understøttelser: Laboratorieforsøkene viser at randlast på opplegg har en fordelaktiv innvirkning på dynamisk utsving, men liten innvirkning på laveste egenfrekvens og statisk nedbøyning. Ikke-bærende vegg på tvers av bjelkelaget reduserer det maksimale utsvinget mye når den er festet både nede og oppe, mens understøttelse eller ikkebærende vegger i bjelkeretningen reduserer det maksimale utsvinget kun for de nærmeste bjelkene. Dette gjelder når bjelkelaget har liten tverrstivhet. Målinger gjennomført i felt viser samme hovedtendens som fra laboratorieforsøkene, men virkningen er større og fordelaktig mht. demping og statisk og dynamisk utsving.

Bjelkelag: Resultater fra målinger og beregninger av de ulike konstruksjonsvariantene er samlet og presentert i et kriteriediagram for komfort til bjelkelag. Mht. bakgrunn og dokumentasjon av kriteriediagrammet, se Hu (2007) og Homb (2007). Konstruksjonsvariantene er planlagt for å ”strekke” egenskaper og figurer i pkt. 10.2 viser derfor løsninger som både ligger svært gunstig og svært ugunstig an i forhold til kriteriekurven. Resultater og metoder som er utviklet i prosjektet kan nå derfor benyttes til å beregne nye spennviddetabeller basert på det foreslåtte komfortkriteriet.

12. Referanser

- Blevins, R.D. (1979). Formulas for natural frequency and mode shape. *Van Nostrand Reinhold*. New York 1979, 492 p.
- Dolan, J.D., Murray, T.M., Johnson, J.R., Runte, D. & Shue, B.C. (1999). Preventing Annoying Wood Floor Vibrations. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 125, No. 1, 1999, pp. 19-24.
- Eurocode 5 (2003), prEN 1995-1-1. Design of timber structures – Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings. Brussel, December 2003.
- Hansen, H. (1958). Nedbøyning av trebjelkelag. *Norges Byggeforskningsinstitutt NBI, Rapport No. 26*. Oslo 1958.
- Homb, A., Hveem, S. & Gulbrandsen, O. (1988). Svingninger i lette bjelkelag. *Rapport O 1375, Norges byggeforskningsinstitutt for NTNU/ industigruppe* (ikke publisert). Oslo Januar 1988.
- Homb, A. (2006). Low frequency sound and vibrations from impacts on timber floor constructions. *Doctoral theses at NTNU, 2006:132*. IME Faculty, Dep. of Electronics and Telecommunications, Trondheim, Norway.
- Homb, A. (2007). Kriterier for opplevde vibrasjoner i etasjeskillere. *Prosjektrapport 8-2007. SINTEF Byggeforsk.* Oslo 2007.
- Homb, A. (2008). Vibrasjonsegenskaper til massivtre dekker. *Prosjektrapport 24-2008. SINTEF Byggeforsk.* Oslo 2008.
- Hu, L.J. (2007). Design Guide for Wood-Framed Floor Systems. *Report no. 32 to Canadian Forest Service*. Final Report 2006/2007. Forintek Canada Corp., Σ 111 p.
- Kolstad, S.T. & Homb (2009). Beregning av nedbøyning til trebjelkelag. Vurdering av parametre og beregningsresultater. *Prosjektrapport 37-2009. SINTEF Byggeforsk.* Oslo 2010.
- Leissa, A. (1969). Vibration of Plates, *NASA SP-160*, Washington DC, 1969.
- Ljunggren, F. (2006). Floor vibration – Dynamic Properties and Subjective Perception. Doctoral Thesis, Luleå University 2006:19, 39 p. and 5 papers.
- Megård, G. & Hansteen, O.E. (1978). Beregning av nedbøyning for trebjelkelag. *Arbeidsrapport F624/5 av 24.6.1979. Norges Byggeforskningsinstitutt*. Oslo 1978.
- Melhus, T. (2006). Nedbøyning som vibrasjonskriterium for bjelkelag i tre. *Masteroppgave ved Institutt for matematiske realfag og teknologi, UMB 2006*. 76 s.
- NBI (1983). Prøvemeter. NBI-16: Etasjeskiller/bjelkelag, nedbøyning under punktlast. Laboratoriemåling (1983).
- Nore, K. & Andersen, T. (2003). Gitterbjelkelag – analyse av de viktigste egenskapene til etasjeskillere med bærekonstruksjon av spikerplatefagverk. *Hovedfagsoppgave ved Institutt for tekniske fag, NLH 2003*. 144 s.
- NS-EN 408 (2003) Trekonstruksjoner. Konstruksjonstre og limtre. Bestemmelse av noen fysiske og mekaniske egenskaper. Standard Norge 2003.

Ohlsson, S. (1988). Springiness and human induced floor vibrations. A design guide. *Report D12:1988, Swedish Council for Building Research*. Stockholm 1988.

SINTEF Byggforsk (1997). Trebjelkelag. Dimensjonering og utførelse. *Norges byggforskningsinstitutt, Byggedetaljer, 522.351*, 8 s.

Smith, I. & Chui, Y.H. (1988). Design of Lightweight Wooden Floors to avoid Human Discomfort. *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 15, No. 2, 1988, pp. 254-262.

Thorød, V.S. (2007). Vibrasjoner i trebjelkelag, målinger og beregninger. *Masteroppgave ved Institutt for bygg, anlegg og transport, NTNU 2007*. 36 s.

Appendix A:

Konstruksjonsbeskrivelse for diverse prosjekter

1. Laboratorieprosjekt NBI 1988

Tabell A-1 gir en oversikt over laboratoriemålinger med varianter av trebjelkelag som ble gjennomført i NBI-prosjekt 1988, se Homb & al. (1988). Disse resultatene er presentert her fordi data er analysert på nytt og løsningene er svært relevante i Comfort Properties prosjektet. Ved disse forsøkene ble det målt nedbøyning under punktlast, vibrasjoner til oppbygde bjelkelag og statiske egenskaper til enkeltbjelker. I tillegg ble det gjennomført subjektive undersøkelser med forsøkspersoner som vurderte bjelkelagene. For fullstendige detaljer, se Homb & al. (1988).

Tabell A-1
Konstruksjonsdetaljer for laboratorieforsøk, NBI 1988

Måle-objekt	Lysåpning [m]	Bjelke opplegg	Kantbjelke understøttet	Tverravstiver	Eventuell himling
THH-1	4,2	Fri	-	-	14 mm trepanel
THH-2	4,2	Svill ¹⁾	-	-	14 mm trepanel
THH-3	4,2	Svill ¹⁾	Begge sider	-	14 mm trepanel
THH-4	3,55	Fri	-	-	14 mm trepanel
THH-5	3,55	Svill ¹⁾	Begge sider	-	14 mm trepanel
TL-1	3,55	Svill ¹⁾	-	-	-
TL-2	3,55	Svill ¹⁾	-	-	22 mm sponplate
TL-3	3,55 ²⁾	Svill ¹⁾	En side	-	22 mm sponplate
IL-1	4,1+1,8	Fri	-	-	-
IL-2	4,1+1,8	Fri	-	Bjelke ³⁾	-
IL-5	5,9	Fri	-	I-bjelke	-
IL-6	5,9	Fri	-	-	-
IL-7	7,2	Fri	-	-	-
IL-8	7,1	Svill ¹⁾	-	-	-
IL-9	7,1	Svill ¹⁾	-	-	22 mm sponplate
IL-10	7,1	Svill ¹⁾	-	I-bjelke	22 mm sponplate
IL-11	5,3	Svill ¹⁾	-	I-bjelke	22 mm sponplate
IL-12	5,3	Svill ¹⁾	-	-	-

THH-1 til THH-5: Trebjelker 48 mm x 198 mm. Overgolv med 19 mm bord

TL-1 til TL-3: Trebjelker 48 mm x 198 mm. Overgolv med 22 mm sponplate

IL-1 til IL-6: I-bjelker h = 250 mm. Overgolv med 22 mm sponplate

IL-7 til IL-12: I-bjelker h = 400 mm. Overgolv med 22 mm sponplate

¹⁾ Med masse som simulerer lastbærende vegg

²⁾ Betongblokker som simulerer vekt av inventar

³⁾ Tverravstivende bjelke understøttet i begge ender

2. Laboratorieprosjekt 1998

Tabell A-2 gir en oversikt over laboratoriemålinger som ble gjennomført i forbindelse med avhandling og Nordic Wood prosjekt i 1998, se Homb (2006). Resultater fra dette prosjektet er presentert her fordi data er analysert på nytt og løsningene er svært relevante i sammenheng med nye målinger. De eksperimentelle forsøkene fokuserte på vibrasjoner og lavfrekvent lydavstråling. Det ble derfor ikke gjennomført måling av statiske egenskaper til disse bjelkelagene. Alle bjelker er lagt opp på vanlig svill.

Tabell A-2

Konstruksjonsdetaljer for laboratorieforsøk, Nordic Wood prosjekt 1998

Måle-objekt	I-bjelker h=400	Lysåpning [m]	Lastbærende vegg	Undergolv	Himling ³⁾
OS-A	c/c 600	7,02	Nei	22 mm	Nei
OS-B	mm	4,6+2,3	Ved 4,6 m	sponplate	Nei
OS-C		4,6+2,3	Ved 4,6 m		Nei
OS-D	c/c 300	4,6+2,3	Ved 4,6 m	med tverr-	Nei
OS-E	mm	7,02	Nei	avstivere ¹⁾	Ja
OS-F	c/c 300	4,6+2,3	Ved 4,6 m	med tilleggs-	Ja
OS-G	mm	4,6+2,3	Ved 4,6 m	masse ²⁾	Nei
OS-H		7,02	Nei		Nei

¹⁾ 48 x 98 mm tre c/c 125 mm på tvers av bjelker, 3 x 12 mm porøs trefiberplate og 14 mm parkett

²⁾ 22 mm sponplate, 30 mm sand ($\approx 30 \text{ kg/m}^2$), 3 x 12 mm porøs trefiberplate og 14 mm parkett

³⁾ Himling: Separate bjelker av 48 x 98 mm tre, 100 mm mineralull, 2 x 13 mm gipsplate

3. Forsøkshus med gitterbjelkelag

Tabell A-3 gir en oversikt over målinger som har blitt gjennomført med gitterbjelker i et forsøkshus, se Nore & Andersen (2003) og Homb (2006). Disse resultatene er presentert her fordi data er analysert på nytt og løsningene er svært relevante i dette prosjektet. Disse forsøkene er gjennomført som en del av et prosjekt for Norske Takstolprodusenters Forening og i tilknytning til masteroppgave ved UMB, se Nore & Andersen (2003). De eksperimentelle forsøkene fokuserte på lydisolering og vibrasjoner, men det ble også målt statiske egenskaper til enkeltbjelker og bjelkelag.

Tabell A-3
Konstruksjonsvarianter fra forsøkshus med gitterbjelker

Konstruksjonsvariant	Lysåpning [m]	Gitterbjelke h=450 mm	Overgolv	Himling
WJ-1	5,8	c/c 600 mm tverravstiver ¹⁾ 50 mm betongheller	22 mm sponplate, 12 mm trefiberplate	Lydskinne og 2 x 13 gipsplate
WJ-2	5,8	c/c 300 mm spaltegolv ²⁾	22 mm sponplate, 24 mm trefiberplate	Lydskinne og 2 x 13 gipsplate

¹⁾ Tverravstiver 48 x 73 mm, c/c 500 mm

²⁾ Spaltegolv 20 x 100 mm, c/c 110 mm

4. Laboratoriemålinger K-bjelkelag

Tabell A-4 gir en oversikt over laboratoriemålinger som har blitt gjennomført i Comfort Properties prosjektet med K-bjelken i tilknytning til masteroppgave ved UMB, se Melhus (2006) og masteroppgave ved NTNU, se Thorød (2007). Alle varianter KB-2 til KB-5 er med randlast på opplegg.

Tabell A-4
Konstruksjonsvarianter fra laboratorieforsøk med K-bjelken

Konstruksjonsvariant	Lysåpning [m]	K-Bjelke	Overgolv	Avstivende tiltak
KB-1	5,2	48 x 300 mm c/c 600 mm	22 mm sponplate, skrudd til bjelker	Ingen ¹⁾
KB-2				Randlast på opplegg
KB-3				Patentbånd i underkant av bjelker i L/2
KB-4 ²⁾				Lettvegg i L/2 fra bjelke 5 til bjelke 9
KB-5				Kantunderstøttelse av bjelke 1

¹⁾ Tilleggsvariant med statisk punktlast på 50 kg i målepunktet

²⁾ Variant med vegg festet nede mot bjelkelag og i tillegg mot tak

5. Laboratoriemålinger Gitterbjelkelag

Tabell A-5 gir en oversikt over laboratoriemålinger som har blitt gjennomført i Comfort Properties prosjektet med Gitterbjelker. Alle tverravstivere med unntak av variant M er montert ved vertikaler nærmest L/2.

Tabell A-5
Konstruksjonsvarianter fra laboratorieforsøk med Gitterbjelker

Konstruksjonsvariant	Lysåpning [m]	Gitterbjelke	Overgolv	Avstivende tiltak T = tverravstiver
GI-A	7,5	h = 450 mm c/c 600 mm	Ingen	2 · T = 48 x 98 mm under øvre flens
GI-B				Som GI-A, men T festet i henholdsvis 7 og 5 bjelker
GI-C				Som GI-A, men bjelke 1 og 9 fastholdt og randbelastet
GI-D				2 · T = 48 x 98 mm og 2 · T = 48 x 148 mm under øvre flens
GI-E				2 · T = 48 x 98 mm under øvre flens og 2 oppå nedre flens
GI-F				2 · T = 48 x 198 mm under øvre flens
GI-G				Som GI-F, men bjelke 1 og 9 fastholdt og randbelastet
GI-H				Som GI-F, men bjelke 9 opphengt i stålstag til tak
GI-I				2 · T = 48 x 198 mm og 2 · T = 48 x 98 mm under øvre flens
GI-J				2 · T = 48 x 198 mm under øvre flens
GI-K			-	
GI-L			Bjelke 9 opphengt i stålstag til tak	
GI-M			22 mm sponplate skrudd til bjelker	ingen

6. Feltmålinger Gitterbjelkelag

Tabell A-6 gir en oversikt over feltmålinger av noen varianter med gitterbjelkelag. Selve målingene er gjennomført tidligere, men presenteres her fordi data er mer detaljert analysert og løsningene er svært relevante i Comfort Properties prosjektet. Ved disse forsøkene ble det målt nedbøyning under punktlast og vibrasjoner til oppbygde bjelkelag. For flere detaljer, se Homb (2006).

Konstruksjonsvariant Husnes I var et kombinert nærings- og boligbygg under oppføring. Yttervegger, tak og gitterbjelker var montert, samt spaltegolv. For øvrig ingen innredning av bygget. Konstruksjonsvariant Husnes II var samme bygg, men nå med ferdig innredet 2. etasje. Dvs. innervegger, golv og lydhimling i 1. etasje var ferdigstilt. Det var i tillegg montert et opphengsstag fra bjelkelaget og opp i takstoler for avstiving, tilnærmet i senter av bjelkelaget.

Konstruksjonsvariant Apalhaugen var et ferdigstilt boligbygg, klart for innflytting. I 1. etasje var det ingen understøttelse av bjelkelaget mellom bærende yttervegger, mens det i 2. etasje var en ikkebærende skillevegg på tvers av bjelkelaget.

Tabell A-6
Konstruksjonsvarianter fra feltmålinger med gitterbjelker

Konstruksjonsvariant	Lysåpning [m]	Gitterbjelke c/c 600 mm	Undergolv	Eventuell himling
Husnes I	12,4	h=650 mm	Spaltegolv	-
Husnes II	12,4 ¹⁾	h=650 mm	Spaltegolv, 22 mm trinnlydplate 13 mm gips og 22 mm sponplate	2 x 13 mm gipsplate i lydbøyle
Apalhaugen	6,3 ²⁾	h=400 mm	22 mm sponplate	El.lekter og 13 mm gipsplate

¹⁾ Tverrgående og langsgående bindingsverksvegg på oversiden av bjelkelaget og opphengsstag til takstol. Overgolvløsning med støpt betongplate på bad.

²⁾ Tverrgående bindingsverksvegg ved halve spennvidden på oversiden av bjelkelaget.

7. Feltnmålinger diverse trebjelkelag

Tabell A-7 gir en oversikt over feltnmålinger av diverse varianter med ulike typer trebjelkelag. Konstruksjonsdetaljer og målte parametre er nærmere beskrevet i Homb (2006). Ved disse forsøkene ble det målt dynamiske egenskaper til de viste konstruksjonsvariantene. Målevariant RAN og TSIL er fra ferdige bygg, mens de 3 sistnevnte er forsøksbjelkelag bygd opp for å dokumentere egenskaper.

Tabell A-7
Konstruksjonsvarianter fra diverse feltnmålinger med ulike typer trebjelkelag

Konstruksjonsvariant	Lysåpning [m]	Bjelker c/c 600 mm	Undergolv	Eventuell himling
RAN	4,0 (+ 3,6)	I-bjelke h=250 mm	Diverse platelag	2 x 13 mm gipsplate i lydbøyle
TSIL	3,6 (+ 2,3)	Trebjelke 36 x 198 mm	22 mm sponplate	12 mm sponplate
GangNail ¹⁾	7,8 og 5,9+1,9	GangNail h= mm	Spaltegolv 45 ° rel. bjelke	-
Nordisk Kartro ²⁾	7,8 og 5,9+1,9	Gitterbjelke h = mm	Spaltegolv 90 ° rel. bjelke	-
Ranti	7,8 og 5,9+1,9	I-bjelke h = mm	22 mm spaltespon	-

¹⁾ Stålweb i steg, tre i øvre og nedre flens

²⁾ Gitterbjelke med spikerplater i knutepunktene

Appendix B:

Resultater fra måling av bjelkelag

1. Laboratorieprosjekt NBI 1988

Tabell B-1 presenterer gjennomsnittlige måleverdier for laveste egenfrekvens og nedbøyning under punktlast fra disse forsøkene. Resultatene er fra Homb & al. (1988).

Tabell B-1

Måleresultater for nedbøyning og vibrasjoner, laboratorieprosjekt ved NBI 1988

Variant	Oppleggs- betingelse	Spenn- vidde (m)	Tverravstiver h (mm)	Målt f ₀ (Hz)	Målt nedbøyning (mm) v/1 kN punktlast
THH-1	S-F-S-F	4,2	-	13,7	1,47
THH-2	S-F-S-F	4,2	-	14,2	1,43
THH-3	S-S-S-S	4,2	-	16,1	1,4
THH-4	S-F-S-F	3,55	-	20,4	1,0
THH-5	S-S-S-S	3,55	-	19,4	1,1
TL-1	S-F-S-F	3,55	-	15,7	1,16
TL-2	S-F-S-F	3,55	-	15,8	0,98
TL-3	S-S-S-F	3,55	-	14,7	-
IL-1	S-F-S-F	4,1+1,8	-	13,2	1,82
IL-2	S-S-S-S	4,1+1,8	Trebjelke h=148	14,5	0,95
IL-5	S-F-S-F	5,9	I-bjelke h=300	10,4	1,04
IL-6	S-F-S-F	5,9	-	10,7	2,32 *
IL-7	S-F-S-F	7,2	-	12,4	1,32
IL-8	S-F-S-F	7,1	-	12,4	1,32
IL-9	S-F-S-F	7,1	-	10,2	1,03
IL-10	S-F-S-F	7,1	I-bjelke h=450	10,2	0,54
IL-11	S-F-S-F	5,3	I-bjelke h=450	17,4	0,32
IL-12	S-F-S-F	5,3	-	16,6	0,77

* Verdi fra 1 bjelke

Målingene viser at laveste egenfrekvens varierer fra nokså lave verdier til relativt høye verdier pga stor variasjon i bjelkestivhet og spennvidder. Målingen viser også at egenfrekvensen i liten grad påvirkes av oppleggsbetingelser og eventuell tverravstiving. Dvs. at økt tverrstivhet i liten grad påvirker dynamiske egenskaper, men i stor grad reduserer nedbøyningen.

2. Laboratorieprosjekt 1998

Tabell B-2 presenterer gjennomsnittlige måleverdier for laveste egenfrekvens fra disse forsøkene. Målingene er gjennomført i tilknytning til avhandling og Nordic Wood prosjekt, se Homb (2006).

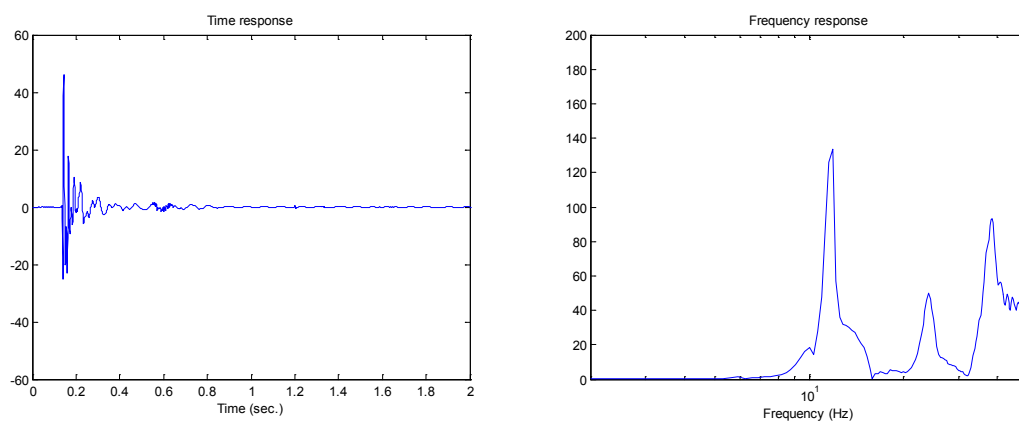
Tabell B-2

Måleresultater for vibrasjoner fra laboratorieforsøk avhandling og Nordic Wood 1998

Variant	Oppleggs- betingelse	Spennvidde (m)	Overgolv	Målt f_0 (Hz)
OS-A	S-F-S-F	7,02	22 mm	12,5
OS-C	S-F-S-F	4,6 (+2,42)	sponplate	23,8
OS-D	S-F-S-F	4,6 (+2,42)	Platelag og	19,7
OS-E *	S-F-S-F	7,02	tverravstivere	11,9
OS-F *	S-F-S-F	4,6 (+2,42)	Platelag og	15,6
OS-G	S-F-S-F	4,6 (+2,42)	tilleggsmasse	16,6
OS-H	S-F-S-F	7,02		9,4

* med separat himling

Målingene viser at laveste egenfrekvens varierer fra lave verdier til høye verdier pga stor variasjon i flatevekt og bjelkelag med og uten opplegg over to spenn. Figur B-1 viser eksempel på tids- og frekvensspekter fra måling av variant OS-E.



Figur B-1

Eksempel på tids- og frekvensspekter fra målinger i laboratorieforsøk 1998, variant OS-E

3. Forsøkshus med Gitterbjelkelag

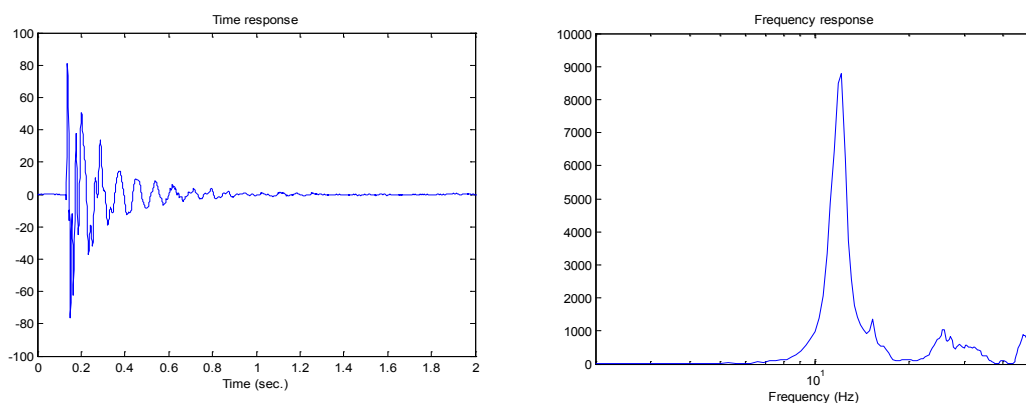
Tabell B-3 presenterer gjennomsnittlige måleverdier for laveste egenfrekvens og nedbøyning under punktlast fra målinger i forsøkshus med gitterbjelkelag, se også Nore & Andersen (2003).

Tabell B-3

Måleresultater for nedbøyning og vibrasjoner, forsøkshus med Gitterbjelkelag

Variant	Oppleggs- betingelse	Spenn- vidde (m)	Undergolv	Målt f_0 (Hz)	Målt nedbøyning (mm) v/1 kN punktlast
WJ-1	S-F-S-F	5,8	Platelag, 50 mm betongheller	11,9	0,40
WJ-2	S-F-S-F	5,8	Platelag, spaltegolv	19,1	0,41

Målingene viser at laveste egenfrekvens varierer fra lav verdi til høy verdi pga stor variasjon i bjelkelagets flatevekt, men det er lave verdier for målt nedbøyning. Figur B-2 viser eksempel på tids- og frekvensspekter fra måling av variant WJ-1.

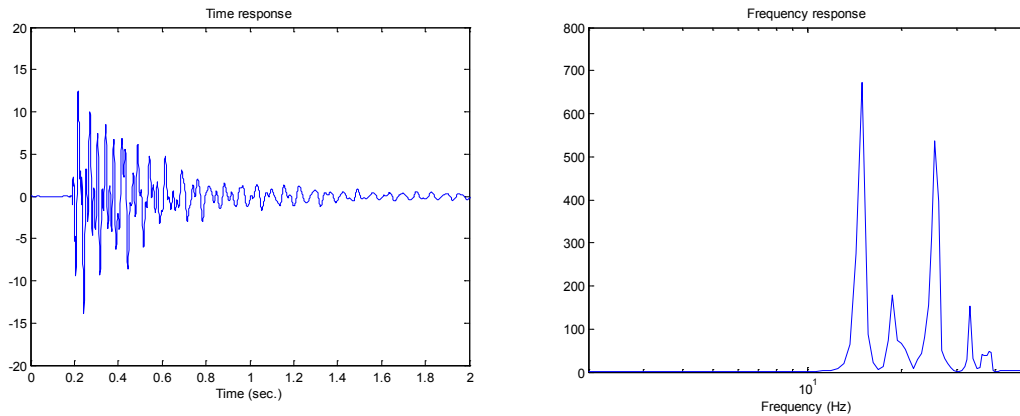


Figur B-2

Eksempel på tids- og frekvensspekter fra måling i forsøkshus med Gitterbjelkelag, variant WJ-1

4. Laboratoriemålinger K-bjelkelag

Tabell B-4 presenterer gjennomsnittlige måleverdier for laveste egenfrekvens og nedbøyning under punktlast for konstruksjonsvarianter ved disse forsøkene. Bjelkelaget består av 9 bjelker montert med senteravstand på 0,6 m., lysåpning 5.2 m. Se Appendix A, pkt. 4 mht. detaljert beskrivelse og Thorød (2007). Figur B-3 viser eksempel på tids- og frekvensspekter fra måling av K-bjelkelag.



Figur B-3
Eksempel på tids- og frekvensspekter fra laboriemålinger av K-bjelkelag, variant KB-1

Tabell B-4
Måleresultater for nedbøyning og vibrasjoner, K-bjelkelag laboratorium

Variant Bjelke 48x300	Oppleggs- betingelse	Avstivende tiltak	Laveste, målte f_0 ¹⁾ (Hz)	Målt nedbøyning v/1 kN punktlast Maks/snitt (mm)
KB-1	S-F-S-F	Ingen	14,9 / 13,1	-
KB-2	S-F-S-F	Randlast på opplegg	15,6 / 14,1	1,19 / 1,15
KB-3	S-F-S-F	Patentbånd i underkant av bjelker i L/2	-	1,17 / 1,12
KB-4 ²⁾	S-F-S-F	Lettvegg i L/2 fra bjelke 5 til bjelke 9	15,6 / 14,1	-
KB-5 ³⁾	S-S-S-F	Kantunderstøttelse av bjelke 1	15,6 / 14,1	-

¹⁾ Uten / med statisk last i punktet på 50 kg

²⁾ Der lettvegg er festet til bjelkelag og tak, annet svingemønster

³⁾ For kantbjelke, annet svingemønster

Målingene viser at laveste egenfrekvens er i et mellomområde, mens nedbøyning er relativt høy. Målt egenfrekvens påvirkes noe av avstivende tiltak, se pkt. 9.1 og 9.2.

5. Laboriemålinger Gitterbjelkelag

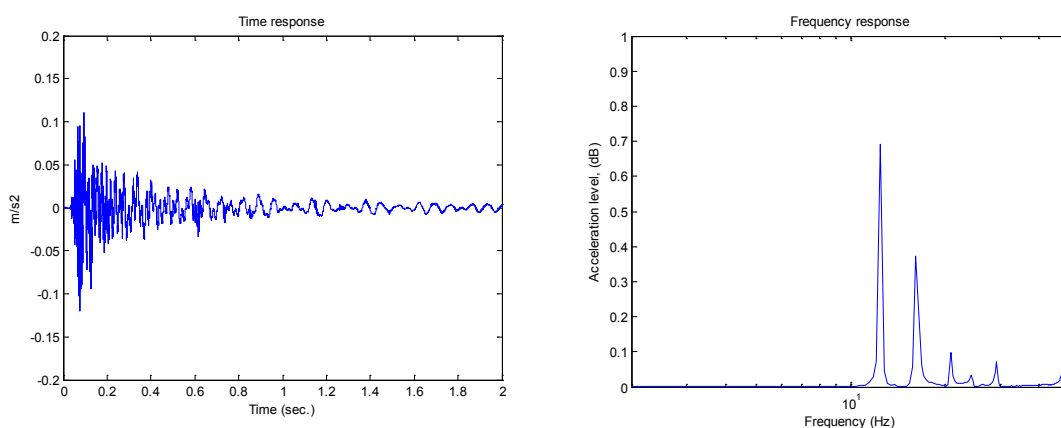
Tabell B-5 presenterer resultater fra målt nedbøyning til Gitterbjelkelag for enkeltvise bjelker med punktlast på bjelke 5. Bjelkelaget består av 9 bjelker montert med senteravstand på 0,6 m og lysåpning 7.5 m. Se Appendix A, pkt. 5 mht. detaljert beskrivelse.

Tabell B-5
Måling av nedbøyning til Gitterbjelkelag, enkeltbjelker

Variant	Målt nedbøyning (mm) ved 1 kN punktlast på bjelke 5							
	Bjelke 2	Bjelke 3	Bjelke 4	Bjelke 5	Bjelke 6	Bjelke 7	Bjelke 8	Bjelke 9
GI-A	0,01	0,19	0,53	0,96	0,52	0,18	0,01	-0,07
GI-B	0,00	0,17	0,55	0,99	0,55	0,21	0,01	-0,06
GI-C	0,03	0,17	0,49	0,94	0,50	0,17	0,02	0,00
GI-D	0,07	0,25	0,49	0,86	0,50	0,26	0,07	-0,05
GI-E	0,07	0,26	0,50	0,84	0,50	0,26	0,08	-0,02
GI-F	0,15	0,29	0,45	0,69	0,46	0,30	0,14	0,00
GI-G	0,12	0,29	0,44	0,68	0,45	0,30	0,13	0,00
GI-H	0,14	0,30	0,44	0,69	0,47	0,30	0,15	0,00
GI-I	0,15	0,30	0,45	0,68	0,44	0,29	0,15	0,00
GI-J	0,16	0,26	0,37	0,60	0,37	0,26	0,16	0,08
GI-K	0,03	0,12	0,44	1,09	0,44	0,11	0,03	0,01
GI-L	0,4	0,11	0,44	1,10	0,44	0,12	0,04	0,00
GI-M	0,18	0,29	0,41	0,73	*	0,31	0,18	0,07

* Feil i måleverdi

Figur B-4 viser eksempel på tids- og frekvensspekter fra måling av variant GI-K.



Figur B-4
Eksempel på tids- og frekvensspekter fra måling av Gitterbjelkelag, variant GI-K

Tabell B-6 presenterer gjennomsnittlige måleverdier for laveste egenfrekvens og hovedresultater fra måling av nedbøyning ved disse forsøkene.

Tabell B-6

Måleresultater for nedbøyning og vibrasjoner, gitterbjelkelag laboratorium

Variant Bjelke 450mm	Oppleggs- betingelse	Avstivende tiltak	Målt f_0 (Hz)	Målt nedbøyning (mm) ved 1 kN punktlast Bjelke 5/Snitt 3 bjelker
GI-A	S-F-S-F	2 · T = 48 x 98 mm under øvre flens	18,2	0,96 / 1,00
GI-B	S-F-S-F	Som GI-A, men T festet i henholdsvis 7 og 5 bjelker	18,8	0,99 / 1,03
GI-C	S-S-S-S	Som GI-A, men bjelke 1 og 9 fastholdt og randbelastet	18,6 ¹⁾	0,94 / 0,98
GI-D	S-F-S-F	2 · T = 48 x 98 mm og 2 · T = 48 x 148 mm under øvre flens	19,3	0,86 / 0,90
GI-E	S-F-S-F	2 · T = 48 x 98 mm under øvre flens og 2 oppå nedre flens	20,9	0,84 / 0,85
GI-F	S-F-S-F	2 · T = 48 x 198 mm under øvre flens	17,1 ¹⁾	0,69 / 0,71
GI-G	S-S-S-S	Som GI-F, men bjelke 1 og 9 fastholdt og randbelastet	20,9	0,68 / 0,61
GI-H	S-F-S-S	Som GI-F, men bjelke 9 opphengt i stålstag til tak	20,2	0,69 / 0,68
GI-I	S-F-S-F	2 · T = 48 x 198 mm og 2 · T = 48 x 98 mm under øvre flens	17,8 ¹⁾	0,68 / 0,70
GI-J ²⁾	S-F-S-F	2 · T = 48 x 198 mm under øvre flens	12,1	0,60 / 0,63
GI-K ²⁾	S-F-S-F	-	12,5	1,09 / 1,12
GI-L ²⁾	S-F-S-S	Bjelke 9 opphengt i stålstag til tak	12,8	1,10 / 1,12
GI-M	S-F-S-F	1 · T = 48 x 288 mm i L/2 splittet limtre + vinkelbeslag	16,9	0,73 / 0,75

¹⁾ Stor variasjon mellom de enkelte bjelker

²⁾ 22 mm sponplate skrudd til bjelker

Målingene viser at både nedbøyning og laveste egenfrekvens varierer fra relativt lav til relativt høy verdi. Mht. egenfrekvens er årsaken til dette i hovedsak forskjellig flatevekt og i noen grad tverrstivende løsning. Økt tverrstivhet reduserer i stor grad målt nedbøyning. Målingene viser at egenfrekvensen i liten grad påvirkes av tverrstivhet kun på midten av bjelkelaget. Dvs. at økt tverrstivhet i liten grad påvirker dynamiske egenskaper, men i stor grad reduserer nedbøyningen. Se også pkt. 5 og 7.

6. Feltmålinger Gitterbjelkelag

Tabell B-7 presenterer måleresultater for laveste egenfrekvens og nedbøyning under punktlast fra noen feltmålinger med gitterbjelkelag. Se Appendix A, pkt. 6 mht. detaljert beskrivelse.

Tabell B-7

Måleresultater for nedbøyning og vibrasjoner, gitterbjelkelag i byggeprosjekt

Konstruksjons-variant	Oppleggs-betingelse	Spennvidde (m)	Overgolv	Målt f_0 (Hz)	Målt nedbøyning (mm) v/1 kN punktlast
Husnes I	S-F-S-F	12,4	Spaltegolv	9,1	2,2
Husnes II	S-S-S-S	12,4	Parkett	9,1	0,2 ¹⁾
Apalhaugen	S-S-S-F	6,3	Parkett	18,0	0,3 – 0,8

¹⁾ Usikker verdi

Målingene viser stor variasjon både mht. laveste egenfrekvens og nedbøyning. I to av tilfellene er bygget ferdigstilt med innervegger osv. som gir betydelig demping av vibrasjonene, se også pkt. 9.3.

7. Feltmålinger diverse trebjelkelag

Tabell B-8 presenteres gjennomsnittlige måleverdier for laveste egenfrekvens for konstruksjonsvarianter ved disse forsøkene. Resultatene er fra Homb (2006).

Tabell B-8

Måleresultater for vibrasjoner, diverse trebjelkelag i felt

Konstruksjons-variant	Oppleggs-betingelse	Spennvidde (m)	Overgolv	Målt f_0 (Hz)
RAN	S-S-S-S	4,0 (+ 3,6)	Parkett	13,4
TSIL	S-S-S-S	3,6 (+ 2,3)	Vinyl	20,6
GangNail	S-F-S-F	7,8 og 5,9+1,9	Spaltegolv	11,5 18,5
Nordisk Kartro	S-F-S-F	7,8 og 5,9+1,9	Spaltegolv	9,3 16,3
Ranti	S-F-S-F	7,8 og 5,9+1,9	Spaltespon	9,5 14,8

Målingene viser stor variasjon mht. laveste egenfrekvens. Årsakene til dette er en kombinasjon av bjelkestivhet og bjelkelag med og uten opplegg over to spenn.

Appendix C:

Resultater fra måling av enkeltbjelker

1. Generelt

I prosjektet har det blitt gjennomført målinger av egenskaper til enkeltbjelker. Utvalget av bjelker er basert på interesse fra medvirkende industripartnere i prosjektet. De viktigste egenskapene som blir dokumentert er statiske og dynamiske egenskaper som beskrevet i pkt. 2 og 3. I tillegg har det blitt registrert generelle data for bjelkene som er viktig for andre analyser og dokumentasjon, herav vekt, fuktinnhold og lengde. Dette presenteres i tilknytning til data for hver bjelketype i pkt. 4 til 9.

2. Måling av statiske egenskaper

2.1 Måling av stivhet til bjelke

Målinger i universalprøverigg for å bestemme stivhetsegenskaper til bjelker er gjennomført ihht. NS-EN 408 (2003). Målsettingen har vært å dokumentere global elastisitetsmodul og er gjennomført ved SINTEF Byggforsk sine laboratorier i Oslo. For fagverksbjelkene ble det gjort noen tilpasninger av målepunkter i forhold til spesifikasjoner i standarden. Disse målingene har blitt utført for Gitterbjelker og I-bjelker. Figur C-1 viser oppstilling med måling av bøyestivhet til gitterbjelke.



Figur C-1
Måling av bøyestivhet til gitterbjelke ved SINTEF Byggforsk sitt laboratorium i Oslo

2.2 Måling av nedbøyning under punktlast

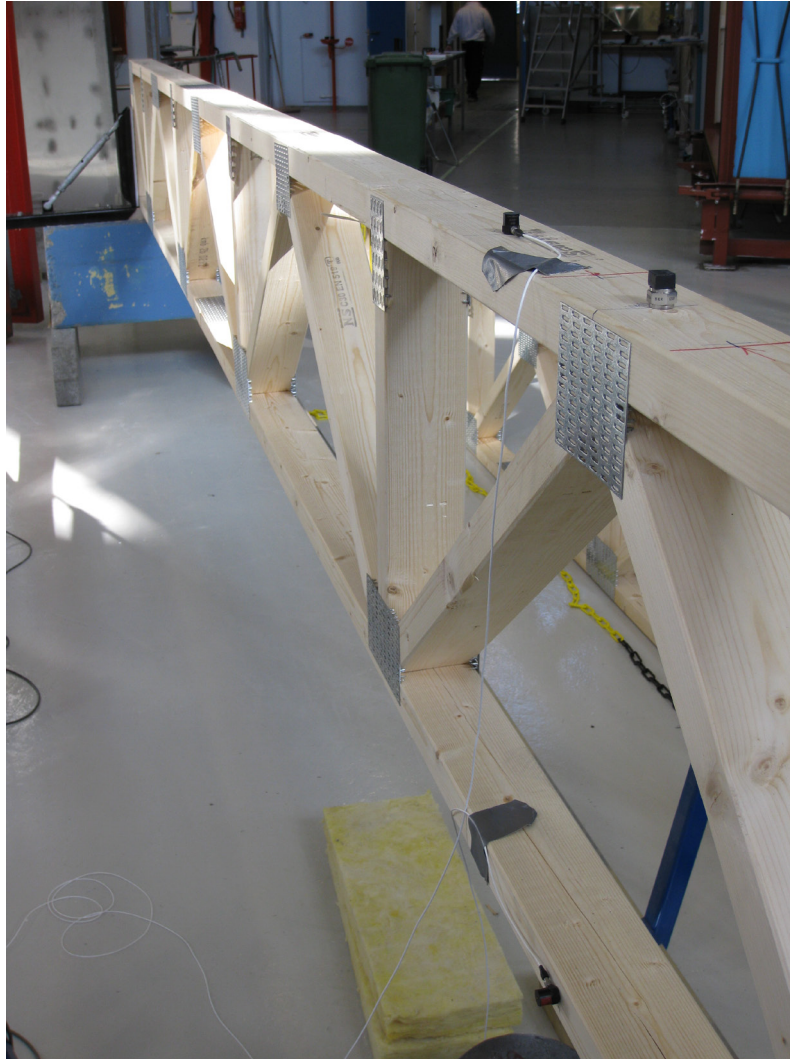
Måling av nedbøyning under en punktlast har blitt gjennomført etter samme prinsipp som beskrevet i Appendix A i prosjektrapport 24-2008, se Homb (2008). Det er benyttet 3 deformasjonsgivere ved målingene, henholdsvis i $L/2$, $L/3$ og ved bjelkeopplegg (referansepunkt). Bjelkenes nedbøyning beregnes som det aritmetiske middelet av nedbøyningene for lastøkningene fra 0 til 1,0 kN. Det ble utviklet en rigg for disse målingene som skulle ivareta sideveis støtte, enkel utskifting av bjelke og tilpasset vanlig oppleggsbetingelse med tresvill. Bilde av bjelkerigg er vist i Figur C-2.



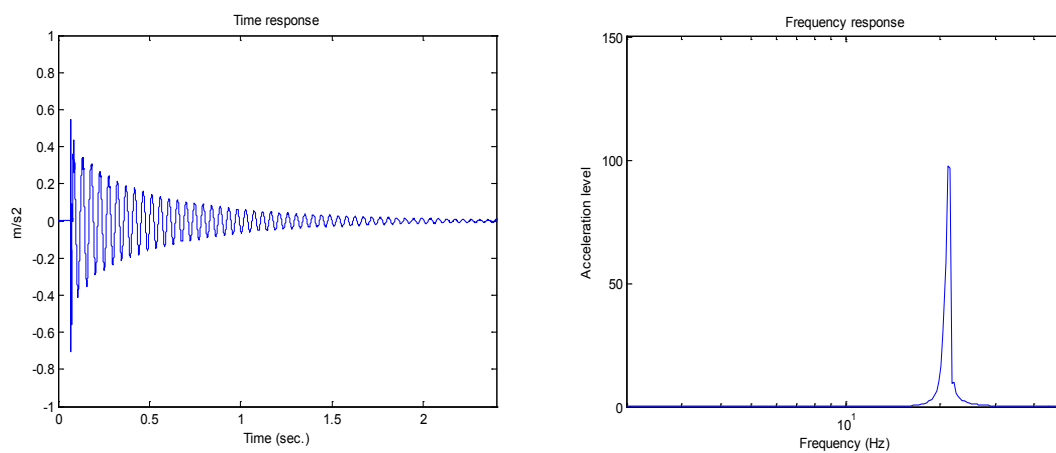
Figur C-2
Rigg for måling av nedbøyning under punktlast og dynamiske egenskaper til enkeltbjelke. Opprigging i SINTEF Byggforsk sitt laboratorium i Trondheim

3. Måling av dynamiske egenskaper

Måling av dynamiske egenskaper til enkeltbjelker har blitt gjennomført med impulseksitering med stålhammer og gummikloss på kraftgiver. Med hensyn til måleutstyr og analyse for øvrig er det benyttet samme metode som beskrevet i Appendix B i prosjektrapport 24-2008, se Homb (2008). Ved disse målingene ble det benyttet lydkort til signalinnsamling. Figur C-3 viser en oppstilling med kraftgiver og akselerometer på en gitterbjelke, mens figur C-4 viser eksempel på tids- og frekvensspekter fra måling av enkeltbjelke, splittet limtre.



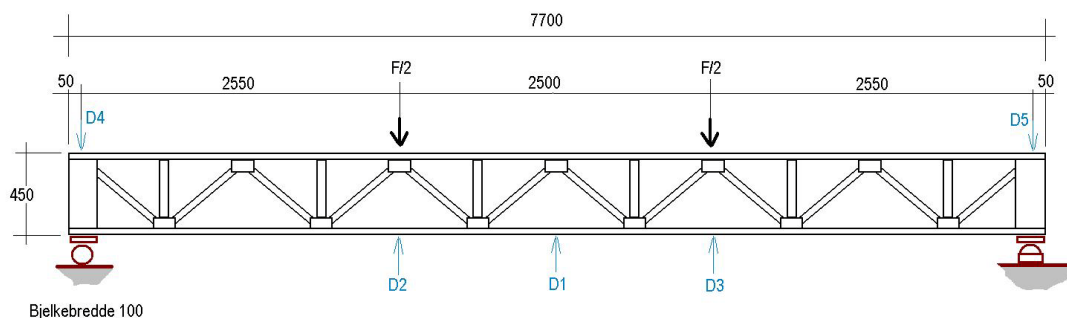
Figur C-3
Kraftgiver og akselerometer på gitterbjelke for måling av dynamiske egenskaper



Figur C-4
Eksempel på tids- og frekvensspekter fra måling av enkeltbjelke, Splittet limtre

4. Gitterbjelke 7.7 m

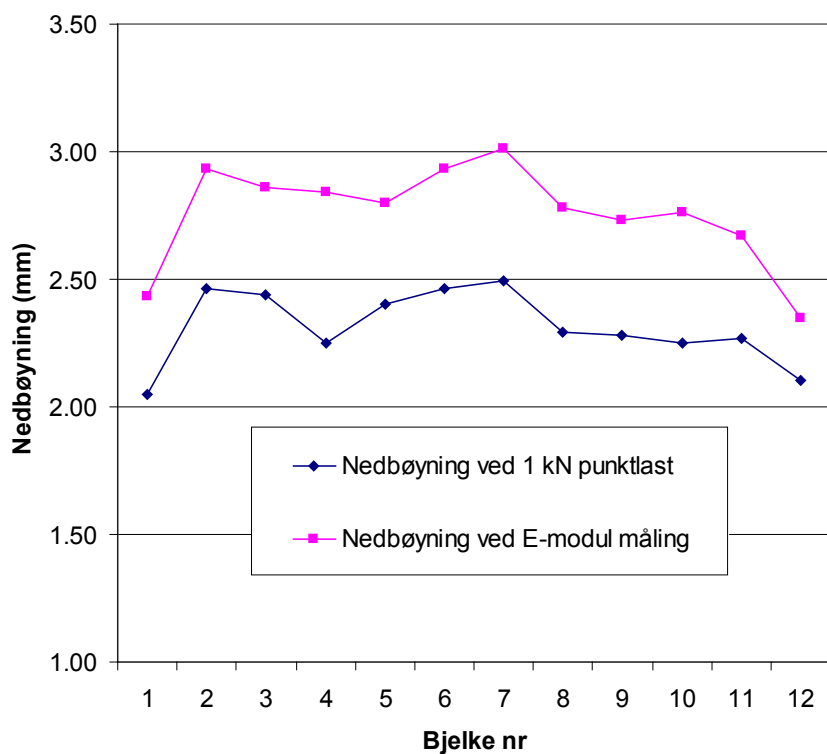
Måling av statiske og dynamiske egenskaper har blitt gjennomført for 12 gitterbjelker $h=450$ mm, med lengde 7,7 m. Bjelkene har blitt produsert av Alfa-Tre AS, Larvik. Figur C-5 viser tegning av gitterbjelke i forbindelse med måling av bjelkenes stivhet. Tabell C-1 viser viktige resultater fra målingene og bilde av bjelke. Bjelkenes bredde er 98 mm og har en spennvidde (lysåpning) i prøveoppstillingen på 7,50 m. Figur C-6 viser resultater fra enkeltmålinger av statiske egenskaper.



Figur C-5
Skisse av 7700 mm gitterbjelke.

Tabell C-1
Gitterbjelke 7,7 m. Måleresultater og bilde

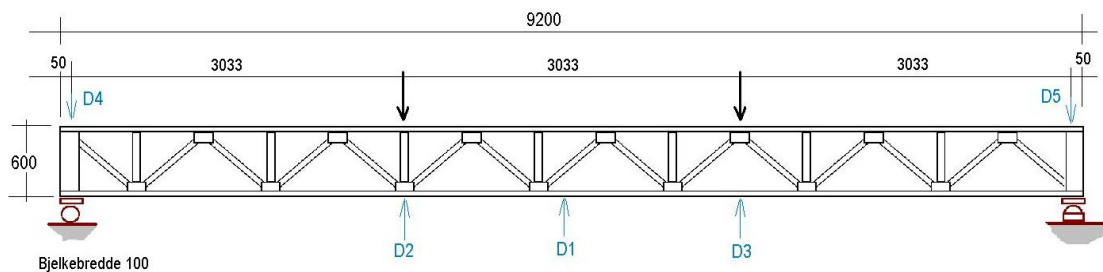
12 Bjelker $h=450$	Gjennomsnitt	Maks.	Min	Spredning %	Bilde av bjelke
Lengde (mm)	7696,2	7698	7693		
Vekt (kg)	67,0	69,3	63,5		
Nedbøyning ved 1 kN (mm)	2,31	2,50	2,05	+ 11 / - 8	
Laveste f_0 (Hz)	18,9	20,2	17,7	+ 6 / - 7	
Beregnet EI (Nmm ²)	4,02 E+12	4,72 E+12	3,66 E+12	+9 / - 17	



Figur C-6
Resultater fra enkeltmålinger av statiske egenskaper.

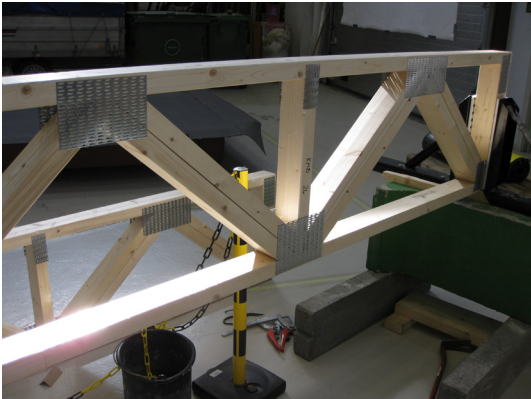
5. Gitterbjelke 9.2 m

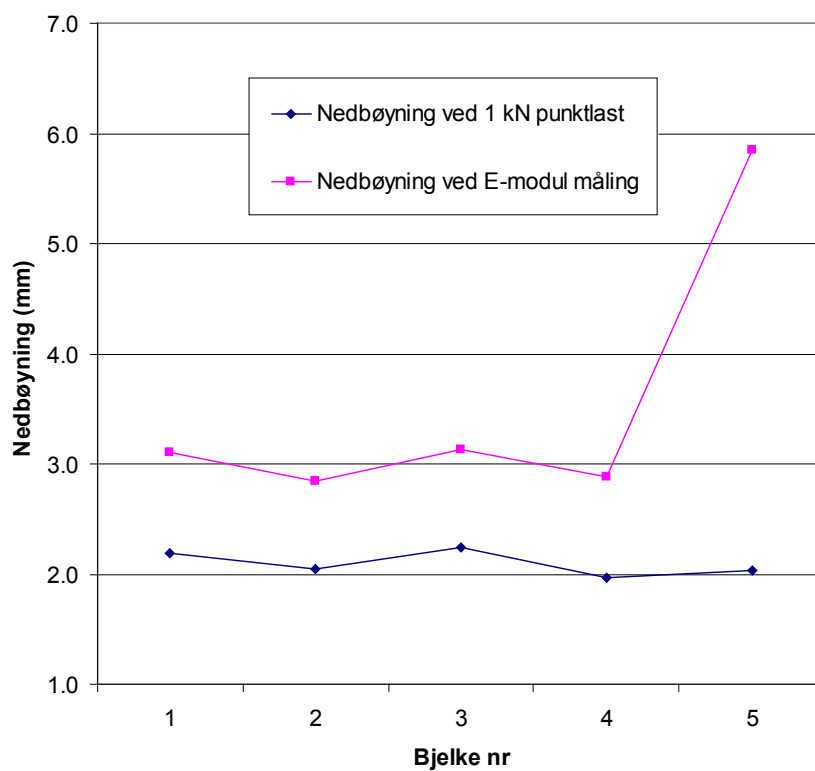
Måling av statiske og dynamiske egenskaper har blitt gjennomført for 5 gitterbjelker $h=600$ mm, med lengde 9,2 m. Bjelkene har blitt produsert av Alfa-Tre Larvik AS, Larvik. Figur C-7 viser tegning av gitterbjelke i forbindelse med måling av bjelkenes stivhet. Tabell C-2 viser viktige resultater fra målingene og bilde av bjelke. Bjelkenes bredde er 98 mm og har en spennvidde (lys-åpning) i prøveoppstillingen på 9,0 m. Figur C-8 viser resultater fra enkeltmålinger av statiske egenskaper.



Figur C-7
Skisse av 9200 mm gitterbjelke

Tabell C-2
Gitterbjelke 9,2 m. Måleresultater og bilde

5 Bjelker h=600	Gjennomsnitt	Maks.	Min	Spredning %	Bilde av bjelke
Lengde (mm)	9195,8	9196	9195		
Vekt (kg)	88,8	90,1	88,0		
Nedbøyning ved 1 kN (mm)	2,10	2,25	1,97	+ 7 / -6	
Laveste f_0 (Hz)	19,0	19,5	18,8	+ 3 / - 1	
Beregnet EI (Nmm ²)	7,48 E+12	7,79 E+12	7,09 E+12	+ 4 / - 5	




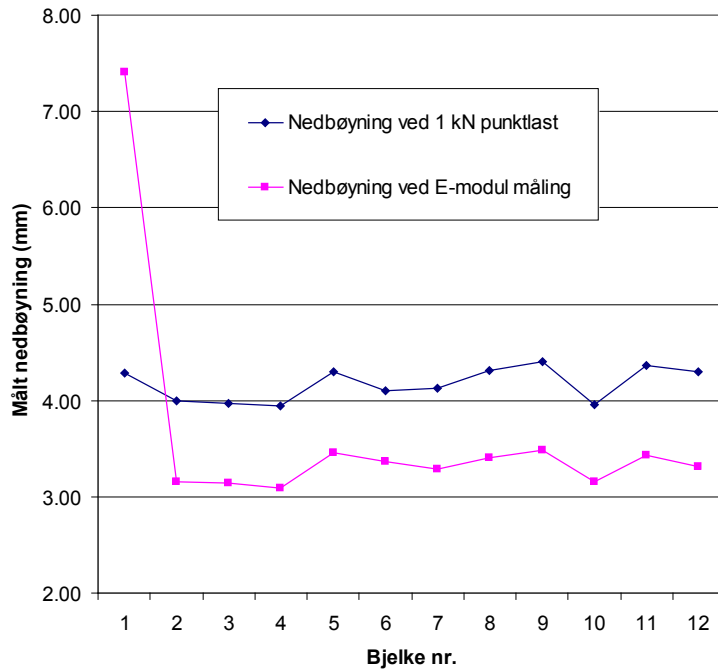
Figur C-8
Resultater fra enkeltmålinger av statiske egenskaper.

6. I-bjelke

Måling av statiske og dynamiske egenskaper har blitt gjennomført for 12 I-bjelker $h=250$ mm, med lengde 4,9 m. Bjelkene har blitt levert av Forestia AS og er produsert av Swelite. Tabell C-3 viser viktige resultater fra målingene og bilde av bjelke. Bjelkenes flensbredde er 48mm og har en spennvidde (lysåpning) i prøveoppstillingen på 4,7 m. Figur C-9 viser resultater fra enkeltmålinger av statiske egenskaper.

Tabell C-3
I-bjelke 4,9 m. Måleresultater og bilde

12 Bjelker $h=250$	Gjennomsnitt	Maks.	Min	Spredning %	Bilde av bjelke
Lengde (mm)	4895,3	4896	4892		
Vekt (kg)	16,8	17,4	16,3		
Nedbøyning ved 1 kN (mm)	4,17	4,40	3,95	+ 5/- 5	
Laveste f_0 (Hz)	27,3	28,5	25,9	+ 5 /- 4	
Beregnet EI (Nmm ²)	5,42 E+11	5,74 E+11	5,10 E+11	+ 6/- 6	




Figur C-9
Resultater fra enkeltmålinger av statiske egenskaper.

7. K-bjelken

Måling av statiske og dynamiske egenskaper har blitt gjennomført for 3 K-bjelker $h=300$ mm, med lengde 5,4 m. Bjelkene er produsert og levert av Kjeldstad Sagbruk & Høvleri, Selbu. Tabell C-4 viser viktige resultater fra målingene og bilde av bjelke. Bjelkenes bredde er 48 mm og har en spennvidde (lysåpning) i prøveoppstillingen på 5,2 m.


Tabell C-4
K-bjelken 5,4 m. Måleresultater og bilde

3 Bjelker $h=300$	Gjennomsnitt	Maks.	Min	Bilde av bjelke
Lengde (mm)	5401	5402	5400	
Vekt (kg)	34	34,2	33,9	
Nedbøyning ved 1 kN (mm)	2,46	2,62	2,35	
Laveste f_0 (Hz)	25,7	26,2	25,2	
Fuktinnhold RF (%)	8,2	8,4	8	

8. Splittet limtre

Måling av statiske og dynamiske egenskaper har blitt gjennomført for 3 bjelker av splittet limtre $h=360$ mm, med lengde 6,5 m. Bjelkene har blitt produsert og levert av Moelven Limtre AS. Tabell C-5 viser viktige resultater fra målingene og bilde av bjelke. Bjelkenes bredde er 48 mm og har en spennvidde (lysåpning) i prøveoppstillingen på 6,3 m.

Tabell C-5
Splittet limtre 6,5 m. Måleresultater og bilde


3 Bjelker $h=360$	Gjennom- snitt	Maks.	Min	Bilde av bjelke
Lengde (mm)	6500	6501	6500	
Vekt (kg)	51,9	52,1	51,9	
Ned- bøyning ved 1 kN (mm)	2,39	2,42	2,36	
Laveste f_o (Hz)	21,3	21,5	20,9	
Fukt- innhold RF (%)	11,5	11,7	11,5	

9. Kerto bjelke

Måling av statiske og dynamiske egenskaper har blitt gjennomført for 3 Kerto bjelker med lengde 6,5 m. Tabell C-6 viser viktige resultater fra målingene og bilde av bjelke. Bjelkenes spennvidde (lysåpning) i prøveoppstillingen er 6,3 m.

Tabell C-6

Kerto bjelke 6,5 m. Måleresultater og bilde

3 Bjelker h=360	Gjennomsnitt	Maks.	Min	Bilde av bjelke
Lengde (mm)	6499	6500	6499	
Vekt (kg)	60,2	60,8	59,7	
Nedbøyning ved 1 kN (mm)	2,09	2,14	2,03	
Laveste f_0 (Hz)	21,3	21,5	20,9	
Fuktinnhold RF (%)	16,2	18,2	13,4	

SINTEF er Skandinavias største forskningskonsern. Vår visjon er «Teknologi for et bedre samfunn». Vi skal bidra til økt verdiskapning, økt livskvalitet og en bærekraftig utvikling. SINTEF selger forskningsbasert kunnskap og tilhørende tjenester basert på dyp innsikt i teknologi, naturvitenskap, medisin og samfunnsvitenskap.

SINTEF Byggforsk er et internasjonalt ledende forskningsinstitutt og Norges viktigste formidler av forskningsbasert kunnskap til bygge- og anleggsnæringen. Vi skaper verdier for våre kunder og for samfunnet gjennom forskning og utvikling, spesialrådgivning, sertifisering og kunnskapsformidling. Våre publikasjoner omfatter Byggforskserien, Byggebransjens våtromsnorm, håndbøker, rapporter, faktabøker og beregnings- og planleggingsverktøy.