



Norges miljø- og
biovitenskapelige
universitet

Masteroppgave 2022 30 stp.

Fakultet for realfag og teknologi

Sirkulære tredekker - Brukergrensekrav for gulvdekker i returtrevirke

Circularity in timber floors –
Serviceability limit state design of floor
elements made from reclaimed timber

Kristina Bringedal Gedde

Byggeteknikk og arkitektur

Forord

Denne oppgaven er skrevet som en avslutning på en mastergrad innen Byggeteknikk og arkitektur ved Norges miljø- og biovitenskapelige universitet. Masteroppgaven er skrevet i tilknytning forskningsprosjektet «Sirkulære tredekker – returtre i nye sammensatte etasjeskillere i tre» som fikk støtte fra Regionalt Forskningsfond Viken i 2021. Omtre AS var prosjektansvarlig for forskningsprosjektet og i prosjektgruppen satt også Ragn-Sells AS, NMBU, Vill Energi AS og Resirqel. Jeg ønsker å takke forskningsgruppen og Anders Qvale Nyrud for at jeg fikk lov til å skrive en mastergrad i tilknytning prosjektet og for at jeg fikk være med på månedlige fremgangsmøter. Spesielt ønsker jeg å takke Ivar Ragnhildstveit og Kristine Nore fra Omtre for stort engasjement og interesse rundt produksjonen av elementene.

I produksjonen av elementene fikk jeg svært god hjelp fra medstudenter Frode Anker Røssland og Johanne Kolstad. Det hadde trolig aldri blitt noen fingerskjøtte lengder eller element produsert på NMBU hvis det ikke var for Frode. Johanne var også til uunnværlig hjelp i plukkanalysen hos Ragn-Sells og ved fabrikkbesøk hos Norsk Massivtre. Ivar Ragnhildstveit har vært med igjennom hele prosessen, både på plukkanalyse, fabrikkbesøk og produksjon ved ITB og Norsk Massivtre. Det er også på sin plass å takke Ragn-Sells for å hente ut flere lass med returtrevirke til prosjektet og å takke Norsk Massivtre og da spesielt Arild Øvergaard både for hyggelig besøk, hjelp til sammenskruing på NMBU og produksjon av to elementer i Bagn. Vi ble også tatt svært godt imot av Innlandet trebearbeiding som fingerskjøtte lengder til et element til tross for en viss risiko for spiker i fresen. At vi har klart å teste elementene på NMBU er mye takket være hjelp fra Roar Økseter fra tremekanisk laboratorium, Xiaojun Gu, Øyvind Hansen og resten av gjengen på mekanisk verksted. Tusen takk for uvurderlig hjelp. Jeg ønsker også å takke Ebenezer Ussher som har bidratt med hjelp til beregninger og engasjement rundt prosjektet.

Det har vært utrolig stats å få være med på et prosjekt som både føles veldig meningsfullt, har vært veldig lærerikt og gøy praktisk.

Til slutt ønsker jeg å rette en stor takk til veilederne mine Tormod Aurlien og Anders Qvale Nyrud for gode tilbakemeldinger, samtaler og anekdoter.

Sammendrag

In denne oppgaven ble tre kantstilte skrudde massivtreelement av returtrevirke bygd og evaluert etter ulike bruksgrensekra. Trevirke er et fornybart materiale som, hvis det brukes der det er hensiktsmessig, kan bidra til en mer bærekraftig byggenæring. I Norge i dag blir mesteparten av treavfallet brent og utnyttet som varme. Ved å forlenge livssyklusen til trevirket vil trevirkets evne til naturlige karbonlagring også forlenges, og ressurser vil kunne bli spart.

For å se på om tredekkene av returtrevirke oppfylte ulike bruksgrensekra, ble numeriske, analytiske og eksperimentelle studier gjennomført. Bruksgrensekra er ofte det dimensjonerende designkriteriet for trekonstruksjoner. Av den grunn ble elementet prøvd verifisert under flere bruksgrensetilstandskra. Elementene ble testet under en 1 kN statisk last og resultatene fra denne testen var akseptable. De analytiske beregningene som ble gjennomført indikerte at elementene oppfylte vibrasjon, - og nedbøyningskra fra Eurokode 5, men ikke kravet om hastighet under transiente vibrasjoner i utkastet til den nye eurokoden. Analytiske beregninger ble også utført og sammenlignet med kra fra Byggforskserien, Hamm et al. (2010) og Hu og Chui (2006). Disse beregningene ga akseptable resultater. Den numeriske FEM-modellen som ble modellert samsvarte med de analytiske beregningene den ble basert på og kan muligens brukes til å sammenligne resultater fra dynamiske eksperimenter.

Abstract

In the thesis a screwed laminated timber floor from reclaimed timber was built and assessed. Timber is a renewable resource which, when used in a beneficial manner, can contribute to a more sustainable construction industry. In Norway today, most of the generated timber waste is incinerated. In lengthening the life span of the timber, the natural carbon storage in the timber will also be elongated and resources spared.

One of the research questions in the project was to figure out what construction requirements which had to be fulfilled in order to use the timber element in an actual structure. Often, the serviceability limit state design of timber structures is the most critical design criteria. Therefore, the timber floors were verified to several serviceability limit state design criteria. Numerical, analytical, and experimental studies were carried out. The elements were tested under a 1 kN static load and performed acceptably. The analytical results indicated that the elements would be acceptable to vibration and deflection criteria in Eurocode 5 but were not passing the velocity criteria for transient vibration from the draft for the new Eurocode. Analytical calculations were also carried out to see if the elements would pass other criteria from Byggforskserien, Hamm et al. (2010) og Hu og Chui (2006). These calculations gave positive results. The numerical FEM-model which was developed matched the analytical results it was based on and could possibly be used comparing results from dynamical experiments.

Innholdsfortegnelse

Forord.....	I
Sammendrag	II
Abstract	III
Innholdsfortegnelse	IV
1. Innledning og problemstilling.....	9
2. Teori	11
2.1. Trevirke som konstruksjonsmateriale.....	11
2.2. Returtrevirke.....	13
2.2.1. Avfallsmengder.....	13
2.2.2. Returtrevirke i LCA-beregninger.....	14
2.2.3. Utfordringer og fordeler ved bruk av returtrevirke.....	15
2.3. Bestemmelse av mekaniske egenskaper og testing av fuktighet	17
2.3.1. Testing av mekaniske egenskaper.....	17
2.3.2. Visuell og maskinell styrkesortering	18
2.3.3. Fuktmåling	19
2.4. Skjøting av trevirke	19
2.4.1. Buttskjøt.....	19
2.4.2. Fingerskjøtt konstruksjonsvirke.....	20
2.5. Bruksgrensetilstandskrav for tregulv.....	20
2.6. Beregninger	21
2.6.1. Dimensjonering og lastkombinasjoner	21
2.6.2. Effektivt annet arealmoment og bøyestivhet for sammensatte elementer	22
2.6.3. FEM- beregninger.....	23
2.7. Nedbøyning	24
2.8. Vibrasjoner	26
2.8.1. Hva påvirker vibrasjonsegenskapene i et dekke?	26
2.8.2. Eurokode 5	31
2.8.3. Utkast til ny eurokode.....	33
2.8.4. Hu & Chui.....	36
2.8.5. Byggforskserien	36
2.8.6. Hamm et al.....	36

2.8.7.	Statisk nedbøyningstest.....	38
3.	Metode.....	39
3.1.	Bearbeiding av materialer og produksjon av element	39
3.1.1.	Designidé	40
3.1.2.	Materialuthenting.....	41
3.1.3.	Rensing av materialer	42
3.1.4.	Styrkesortering.....	42
3.1.5.	Fingerskjøt og produksjon ved NMBU.....	43
3.1.6.	Fingerskjøt ved ITB og produksjon ved Norsk Massivtre.....	46
3.2.	Nedbøyningstest	47
3.3.	Håndberegninger	53
3.3.1.	Hjelpemidler	53
3.3.2.	Teoretisk effektivt annet arealmoment, bøyestivhet og E-modul.....	53
3.3.3.	Nedbøyning under 1kN og brukslast	55
3.3.4.	Vibrasjoner.....	55
3.4.	Eksperimentell elastisitetsmodul og bøyestivhet.....	56
3.5.	FEM-analyse.....	58
4.	Resultater.....	60
4.1.	Analytiske og numeriske beregninger sammenlignet med eksperimentelle verdier ..	60
4.1.1.	Analytiske verdier sammenlignet med eksperimentelle	60
4.1.2.	Resultater fra ANSYS-modell	61
4.2.	Bruksgrensekraft	62
4.2.1.	Nedbøyningstester sammenlignet med vibrasjonskrav for punktlast	62
4.2.2.	Nedbøyning fra lastkombinasjonen i bruksgrensetilstand	63
4.2.3.	Vibrasjonsegenskaper sammenlignet med krav	63
4.3.	Sammenligning av egenskaper mellom elementer	64
4.3.1.	Nedbøyning fra punktlast.....	64
4.3.2.	E-modul og bøyestivhet	68
4.3.3.	Kraft-nedbøyningskurver	72
5.	Diskusjon	74
5.1.	Analytiske og numeriske beregninger	74
5.1.1.	Sammenligning av håndberegninger med eksperimentelle verdier	74

5.1.2.	Elementmetodeberegninger	75
5.2.	BruksgrensekraV	76
5.2.1.	Nedbøyningstester sammenlignet med stivhetskrav relatert til vibrasjoner	76
5.2.2.	Håndberegninger av nedbøyning under brukslast.....	76
5.2.3.	Håndberegninger av vibrasjonsegenskaper.....	77
5.3.	Sammenligning av elementene	78
5.3.1.	Nedbøyningstest.....	78
5.3.2.	E-modul og bøyestivhet	79
5.4.	Bruk av returtrevirke som konstruksjonsmateriale.....	81
5.5.	Metodeutfordringer og generelle kommentarer til testoppsett	82
6.	Konklusjon.....	84
7.	Referanser	85
8.	Vedlegg.....	88
	Vedlegg A: Styrkesortering, dimensjoner og fuktmålinger	88
	Vedlegg B: Nedbøyningresultater	90
	Vedlegg C: Beregninger	91
	Vedlegg D: Grafer fra sensorer under nedbøyningstester	102

Liste over tabeller

Tabell 1 - Treavfall, behandlingsmåte (Sentralbyrå, 2021)	14
Tabell 2 - Krav i utkast til ny Eurokode (Europeisk standard, 2020)	33
Tabell 3 - Krav fra (Hamm et al., 2010)	37
Tabell 4 - Oversikt over elementer og sammensetting	41
Tabell 5 - Oversikt over tester og elementer	51
Tabell 6 - Formler for E-modul og bøyestivhet	58
Tabell 7 - Egenskaper til FEM-modell	59
Tabell 8 - Effektiv bøyestivhet, annet arealmoment og E-modul beregnet med gamma-metoden etter Eurokode 5	60
Tabell 9 - Sammenligning av håndberegninger og resultater fra nedbøyningstester	60
Tabell 10 - Sammenligning av eksperimentell og analytisk beregnet E-modul. Eksperimentelle verdier er gitt som gjennomsnittsverdier fra alle testene, 1 kN-testene og 5 og 9 kN-testene.	60
Tabell 11 - Sammenligning av eksperimentell og analytisk beregnet bøyestivhet. Eksperimentelle verdier er gitt som gjennomsnittsverdier fra alle testene, 1 kN-testene og 5 og 9 kN-testene.	61
Tabell 12 - Svingeformer fra ANSYS-modell	61
Tabell 13 – Største målte nedbøyning fra tester sammenlignet med nedbøyningskrav	62
Tabell 14 - Nedbøyning fra lastkombinasjoner (SLS). Utrekninger med og uten skjærdeformasjon er oppgitt.	63
Tabell 15 - Vurdering av vibrasjonsegenskaper	63
Tabell 16 - Deskriptive tall for midlere maksimale nedbøyning	65
Tabell 17 - Kruskal-Wallis test I	67
Tabell 18 - Kruskal-Wallis test II	67
Tabell 19 - Mann-Whitney-test for 50 N/s-tester	67
Tabell 20 - Mann-Whitney-test for 5kN-tester	67
Tabell 21 - Gjennomsnittlig effektiv bøyestivhet og E-modul fra eksperimentelle resultater	68
Tabell 22 - Kraft-nedbøyningskurver fra alle tester	72

Figurliste

Figur 1 - Retninger i trevirket (Johansson, 2016)	11
Figur 2 - Krysslågt element (Aasheim et al., 2006)	12
Figur 3 - Kantstilt element (Aasheim et al., 2006)	12
Figur 4 – Hulromselement (Aasheim et al., 2006)	12
Figur 5 - Avfallsmengde etter de fire største kildene (Sentralbyrå, 2021)	13
Figur 6 – Regresjonslinje for global E-modul (Norsk Standard, 2010)	17
Figur 7 - Kantstilt element (SINTEF, 2020)	19
Figur 8 - Buttskjøt illustrasjon (SINTEF, 2020)	19
Figur 9 – Nedbøyning (Europeisk Standard, 2004)	24
Figur 10 - Stasjonær og transient vibrasjon (WoodWorks, 2021)	27
Figur 11 - Menneskers følsomhet for kvadratrotakselerasjon (WoodWorks, 2021)	29

Figur 12 - Menneskers følsomhet for kvadratrothastighet (WoodWorks, 2021).....	29
Figur 13 - Grenseverdier mellom faktorene a og b (Europeisk Standard, 2004).....	31
Figur 14 - Kraften $F(t)$ avhenger av den egenfrekvensen til gulvet (Hamm et al., 2010)	38
Figur 15 - Tidslinje for produksjon av elementer	39
Figur 16 - Modell av element.....	41
Figur 17 - Metode for fresing.....	43
Figur 18 - Arbeidsbenk med plank som skal limes.....	44
Figur 19 - Sammenliming av fingerskjøt	44
Figur 20 - Ujevn fingerskjøt	44
Figur 21 - Skruesystem for element 1	45
Figur 22 - Påskruing av topplate.....	45
Figur 23 - Påskruing av topplate.....	45
Figur 24 - S sammenskruing ved Norsk Massivtre	47
Figur 25 - Fuktmåling	48
Figur 26 - Fuktmåling 2	48
Figur 27 - Testoppsett for nedbøyningstest	49
Figur 28 – Testoppsett for nedbøyning.....	49
Figur 29 - Bjelke til linjelast	49
Figur 30 – Testoppsett, avstander	49
Figur 31 – Sensoroppsett	50
Figur 32 - Sensor ved opplager.....	50
Figur 33 - Sensorer under linjelast.....	50
Figur 34 - Tid ved første belastningstopp	52
Figur 35 – Deformasjonsgivere	53
Figur 36 - Arealer i beregning av annet arealmoment og nøytralakse.....	54
Figur 37 - Midlere maksimale deformasjon og gjennomsnittlig kraft.....	56
Figur 38 - Midlere nedbøyning over tid - avlesningspunkt	57
Figur 39 - Stigningstall ved kraft-nedbøyningstest.....	57
Figur 40 - Stigningstall ved kraft-nedbøyningstest låst til origo.....	57
Figur 41 - Grensebetingelser for FEM-modell	58
Figur 42 - Nedbøyning fra forenklet modell i ANSYS.....	62
Figur 43 - Midlere maksimale nedbøyning fra alle tester med ulik lasthastighet.....	64
Figur 44 - Gjennomsnittlig nedbøyning fra alle deltester med ulike lasthastigheter	64
Figur 45 - Boksplokk midlere maksimale nedbøyning.....	65
Figur 46 - Nedbøyning fra de tre sensorene under linjelast.....	66
Figur 47 - Midlere maksimale nedbøyning gitt tid	66
Figur 48 - Bøyestivhet fra ulike metoder og tester	69
Figur 49 - E-modul fra ulike metoder og tester	69
Figur 50 - Representative 1kN-tester med E-modul og EI fra interpolert stigningstall	70
Figur 51 - Representative 5- og 9kN-tester med E-modul og EI fra interpolert stigningstall	70
Figur 52 - Stigningstall for regresjonslinjer festet til origo - 1kN-tester	71
Figur 53- Stigningstall for regresjonslinjer festet til origo - 5 og 9kN-tester	71

1. Innledning og problemstilling

I en verden der klimagassutslippene må ned og trusselen fra tap av natur- og biomangfold er påtrengende, står byggenæringen for et stort ressurs- og energibruk, samt store klimagassutslipp.

Dersom trevirke i noen grad kan erstatte bruk av stål og betong i nybygg, vil det bidra til mindre utslipp og lavere energibruk i produksjonsfasen. Trevirke er et fornybart materiale dersom trevirket avvirkes fra skog som driftes på en bærekraftig måte. Tilnærmet all skog i Norge med drift etter år 2000 er miljøsertifisert etter PEFC-sertifiseringen (Svensson, 2021). Ved fotosyntese tar trær opp CO₂ som bindes i trematerialene fram til de eventuelt brennes. Dette er en form for naturlig karbonlagring.

Norsk institutt for naturforskning (NINA) skriver i en rapport om karbonlagring i norske økosystemer, at boreal skog er den skogen som har det største karbonlageret på land både i Norge og i verden. Rundt 80% av karbonet som er lagret i den boreale skogen, er lagret i jordsmonnet og ikke i trærne selv. Jordsmonnet i skog med trær som er over 200 år inneholder også ca. dobbelt så mye karbon som skog med trær under 120 år. Avvirkningen av skog i Norge skjer for det meste når trærne er mellom 60-120 år og 91% av avvirkningen skjer ved flatehogst. Ved flatehogst vil skogen slippe ut CO₂ i 10-20 år etter avvirkningen (Kyrkjeeide, 2020).

Fordi jordsmonnet i gammel skog lagrer mer karbon og fordi avvirkning bidrar til utslipp, vil et godt klimatiltak sannsynligvis være å ta vare på naturskog og la produksjonsskog stå lenger. Regjeringen (2021) har som mål å verne 10 prosent av skogen slik at «et representativt utvalg av norsk natur skal bevares for kommende generasjoner» og for at «ingen arter og naturtyper skal utryddes».

Returtrevirke er trevirke som er blitt brukt tidligere og kan brukes på nytt. Av den totale avfallsmengden i Norge i 2020, var treavfall den fjerde største avfallskilden og mesteparten av dette ble levert til forbrenning (Sentralbyrå, 2021). Å forlenge levetiden til trevirket er både ressursbesparende og bidrar til at CO₂-en i trevirket blir lagret lenger. I en rapporten «Anbefalinger ved ombruk av byggematerialer» fra SINTEF blir trevirke trukket fram som et materiale med gode muligheter for ombruk (Sørnes et al., 2014).

Litt av formålet med denne oppgaven er å se på om det lar seg gjøre å bruke returtrevirke i bærende elementer. Et gulvelement i returtrevirke ble satt sammen som et kantstilt skrudd

element med noen høyere lameller og en topplate i krysslåst tre. Det var en tanke om at å skru sammen elementet istedenfor å lime var en fordel fordi man kunne forenkle produksjonsprosessen ved å slippe en høvleprosess. En del returtrematerialer er korte og på grunn av dette ønsket man å se hvordan det lot seg gjøre å fingerskjøte noen lengder. utfordringer rundt innhenting og klargjøring av materialer er blant temaene som blir tatt opp, men hovedfokuset ligger på mekaniske egenskaper ved elementet.

Trevirke er et materiale med høy stryke og stivhet til tross for at det er lett. Egenfrekvensen til et element avhenger av massen og stivheten til et dekke, og stivheten til et dekke blir mindre dess lenger dekket spenner. Videre blir egenfrekvensen mindre når stivheten avtar og fordi det bygges mer med tre og ofte over lengere spenn, får vi flere lavfrekvente gulv. Lave egenfrekvenser kan føre til resonans i et gulvdekke når en person går på gulvet. Vanlige trebjelkelagsgulv er også utsatt for nedbøyning under brukslaster. Det er da snakk om nedbøyningene som ikke fører til brudd, men som vil gi problemer i form av estetikk, funksjonalitet og komfort. Det er disse utfordringene som ofte er dimensjonerende for spennvidden til trekonstruksjoner. Av den grunn er det valgt å se videre på vibrasjoner og nedbøyninger i denne oppgaven.

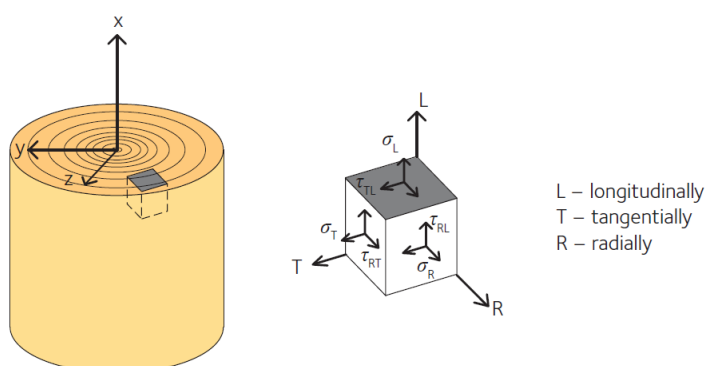
Følgende problemstillinger er blitt utformet:

- Vil en etasjeskiller av returtrevirke designet som et kantstilt, skrudd massivtreelement med ulik høyde på lamellene og spenn på 4.85 meter, oppnå ulike bruksgrensekrav?
- Hvordan vil returtrevirke fungere som konstruksjonsmateriale?
- Hvordan vil fingerskjøting påvirke egenskapene til elementet?

2. Teori

2.1. Trevirke som konstruksjonsmateriale.

Trevirke er et materiale som har høy styrke og stivhet. Det er hovedsakelig bygd opp av cellulose, hemicellulose og lignin. Fibre i trevirket er bygd opp av trefiberceller der celleveggtykkelsen varierer i løpet av året. Fibrene er opphavet til trevirkets høye styrke og egenskapene til bartrær avhenger av mengden senvet i trevirket. Dette kommer av at senveden har tykkere cellevegger og derfor høyere styrke enn tidligveden. Bartrær som vokser sakte, vil derfor som regel ha høyere styrke enn hurtigvoksende trær. Fibrene i trevirket vokser i lengderetning og trevirket har derfor størst styrke i denne retningen. Det er vanlig å anta en ortotropisk modell for trevirke. Det vil si at egenskapene varierer i tre hovedretninger. Retningene er lengderetning, radiell og tangentiell retning som vist i Figur 1 (Johansson, 2016).



Figur 1 - Retninger i trevirket (Johansson, 2016)

I standarden for konstruksjonstrevirke skilles det mellom egenskaper parallelt med fiber og ortogonalt på fiberretning (Norsk Standard, 2016). Egenskapene i tangentiell retning og radiell retning varierer i virkeligheten noe, men fordi egenskapene i lengderetning er så mye bedre enn de andre to retningene, gir det mening å bare operere med to retninger.

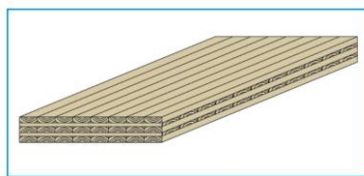
På sagbruk blir konstruksjonstrevirke produsert i ulike størrelser. De største dimensjonene som er vanlig å produsere i Norge er 73 x 223 mm (Skaug, 2007). Dersom en ønsker byggematerialer i større dimensjoner enn dette, må plank settes sammen til det som kalles «Engineered wood products» (EWP). Noen eksempler på EWP-er er OSB-plater, kryssfinerplater, krysslimt tre, kantstilt massivtre og hulromselementer.

OSB-plater er produsert av trefiberflis som er limt sammen i den mest hensiktsmessige retningen. De ytre lagene er limt sammen i lengderetning og de indre lagene er orientert tilfeldig. Kryssfinerplater er produsert av tynne lag som skrelles av trestokken og som limes sammen i annenhver retning (Johansson, 2016).

Krysslimt trevirke består av konstruksjonsvirke som gjerne fingerskjøtes og limes sammen på tvers. Planken legges i flere sjikt som kalles lameller der hvert sjikt er orientert i samme retning. Hulromselementer er elementer med åpninger mellom øvre og nedre massivtreelement og kan produseres på ulike måter (Aasheim et al., 2006).

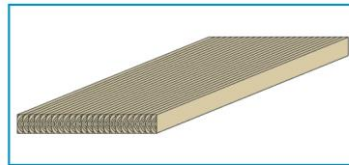
Kantstilt massivtre er elementer som består av lameller satt sammen i samme retning. Forbindelsesmidler mellom lamellene kan være skruer. I sammenskruingen kan det benyttes en jigg for å holde elementene på plass (Aarstad et al., 2008).

I Figur 2, Figur 3 og Figur 4 er det eksempler på et krysslagt element, et kantstilt element og et hulromselement.



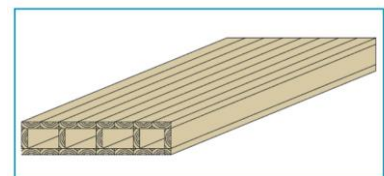
Krysslagt element. ©Treteknisk

Figur 2 - Krysslagt element (Aasheim et al., 2006)



Kantstilt element. ©Treteknisk

Figur 3 - Kantstilt element (Aasheim et al., 2006)



Hulromselement. ©Treteknisk

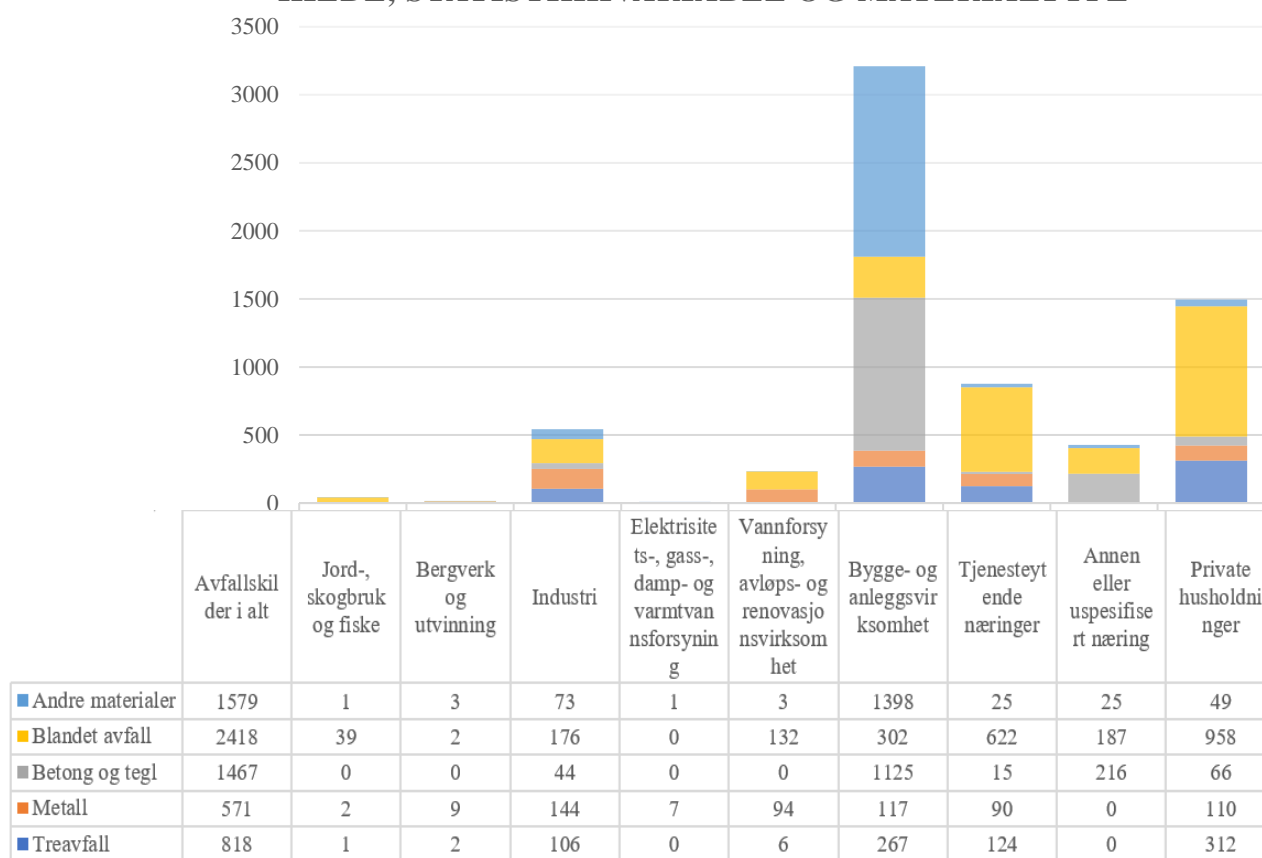
Figur 4 – Hulromselement (Aasheim et al., 2006)

2.2. Returtrevirke

2.2.1. Avfallsmengder

Den totale avfallsmengden i Norge i 2020 var 11 596 000 tonn. Av dette sto treavfall for 818 000 tonn, som tilsvarer rundt 7 % av den totale avfallsmengden. De 4 største avfallskildene i Norge er gitt i Figur 5 der treavfall er den fjerde største avfallskilden. Bygge- og anleggsvirksomhet står for 267 000 tonn treavfall og private husholdninger står for 312 000 tonn (Sentralbyrå, 2021).

AVFALLSREGNSKAP FOR NORGE (1 000 TONN), ETTER KILDE, STATISTIKKVARIABEL OG MATERIALTYPE



Figur 5 - Avfallsmengde etter de fire største kildene (Sentralbyrå, 2021)

Som vist i Tabell 1 ble 674 000 tonn av treavfallet levert til forbrenning mot 88 000 tonn som ble levert til materialgjenvinning. Det vil si at 82 % av treavfallet ble levert til forbrenning og 11 % ble materialgjenvunnet.

Tabell 1 - Treavfall, behandlingsmåte (Sentralbyrå, 2021)

10513: Avfallsregnskap for Norge (1 000 tonn), etter behandlingsmåte, statistikkvariabel, år og materialtype

Treavfall	Avfallsmengde, 2020
Avfallsbehandling i alt	818
Levert til materialgjenvinning	88
Biogassproduksjon	3
Levert til kompostering	3
Brukt som fyll- og/eller dekkmasse	0
Levert til forbrenning	674
Levert til deponering	0
Annen behandling	50
Levert til ukjent behandling	0

*2017-tall er rettet og oppdatert (gjenstand for tilbakeberegning siden i fjor) 2. april 2020.

*Tabellen er oppdatert med nye tall for 2012-2014.

2.2.2. Returtrevirke i LCA-beregninger

Livsløpsvurderinger (LCA) er en metode som brukes for å si noe om miljøpåvirkningen et produkt har i løpet av sin levetid. Standardene *NS-EN ISO 14040* og *NS-EN ISO 14044:2006* beskriver prinsipper og rammeverk, krav og retningslinjer for hvordan livsløpsvurderinger skal gjennomføres (Norsk Standard, 2006a; Norsk Standard, 2006b). I tillegg blir *NS-EN 15804:2012* brukt som hjelpemiddel for miljødeklarasjoner og fastsetting av grunnleggende produktkategoriregler for byggevarer (Norsk Standard, 2012).

LCA-analyser for lagring av karbon i trevirke har blitt gjennomført på ulike måter. I noen analyser regnes ikke trevirke med i drivhusgass-regnskapet fordi trær som vokser tar opp CO₂. Det karbonet som frigjøres når trevirket eventuelt brennes, tilsvarer det karbonet som treet tok opp da det vokste. Dette er bare gjeldene dersom skogbruket drives på en bærekraftig måte (Hafner et al., 2014).

Når man regner på denne måten, er altså trevirke CO₂-nøytralt, og tiden karbonet er lagret i trevirket, vil ikke ha noe å si (Brandao et al., 2013). Konsekvensen av å regne slik er at det ikke nødvendigvis vil telle positivt at trevirket blir gjenbrukt/får økt levetid istedenfor at det brennes.

Det er likevel mulig å vise at bruk av returtrevirke gir mindre klimagassutslipp enn bruk av nytt trevirke. For eksempel har Næss (2019) brukt livssyklusanalyser for å beregne klimagassutslipp fra lameller til krysslimt tre og konkluderte med at resirkulerte lameller hadde «et stort potensiale for å redusere klimagassutslipp fra KL-tre elementer».

I rapporten «Anbefalinger ved ombruk av byggematerialer» står det at trevirke som biomasse har en viktig rolle i skiftet fra fossil til fornybar energi (Sørnes et al., 2014). Derfor kan man si at energigjenvinning av gammelt trevirke konkurrerer med ombruk. Men fordi karbon i trevirket frigis når det brennes, er det hensiktsmessig å lagre karbonet så lenge som mulig, samtidig som flere trær vokser til. Og dersom hugging av trær, trebearbeiding og transport tas med som en del av karbonregnskapet, vil det være enda mer formålstjenlig å bruke trevirke på nytt (Sørnes et al., 2014).

2.2.3. utfordringer og fordeler ved bruk av returtrevirke

I rapporten «Anbefalinger ved ombruk av byggematerialer» står det også at returtrevirke som er godt bevart, uten slag, - råte, - eller fuktskader, vil ha omtrent den samme fastheten som nytt trevirke. Det har også vist seg at fastheten kan øke for eldre trevirke, men at duktiliteten kan bli lavere. (Sørnes et al., 2014)

Trommald og Amundrød (2020) konkluderer med at returtrevirke av god kvalitet kan brukes som midtsjikt i krysslimte elementer uten at kvaliteten på elementet reduseres. (Rose et al., 2018) fant at bruk av returtrevirke av lavere kvalitet i midtsjiktet i krysslimte elementer gir liten effekt på trykkfastheten, men at bøyestivheten ble påvirket mer. Cavalli et al. (2016) undersøkte bøyefastheten (MOR) og elastisitetsmodulen (MOE) for eldre trevirke og konkluderte med at det hadde sammenlignbare egenskaper som nytt trevirke.

I «Principles of Wood Science and Technology» står det at fastheten og flere mekaniske egenskaper imidlertid vil bli betydelig redusert dersom trevirket er oppfuktet eller har blitt utsatt for biologiske skader. Av biologiske skader på trevirke, står sopp for den største trusselen. Det finnes ulike sopptyper som påvirker trevirket ulikt. Trevirke er bygd opp av cellulose, hemicellulose og lignin, der cellulose og lignin hovedsakelig står for styrkeegenskapene til trevirket. Hvitråtesopp får næring fra alle tre byggesteinene i trevirket, mens brunråte og mykråte får næring fra hemicellulose og cellulose. Dersom trevirket er angrepet av noen av disse typene råte, vil det etter hvert inneha svært liten styrke. I tillegg finnes det sopp som hovedsakelig gir en misfarging av trevirket, men som ikke bryter ned cellulosen, hemicellulosen eller ligninet. Trevirke som er fuktig, er mer utsatt for råteangrep.

Derfor bør fuktinnholdet i trevirket være under fibermetningspunktet så langt det lar seg gjøre. Sopp liker seg også bedre ved høyere temperaturer, så det er lurt å unngå å oppbevare trevirke i varme, fuktige omgivelser. I tillegg til sopp kan ulike insekter og marine borere fortære trevirke. Oppfukning er i seg selv negativt fordi det kan gjøre at trevirket sveller og krymper, noe som kan gi deformasjoner og kryp. Hvis trevirket er fuktig under mekaniske tester, vil E-modulen, strekkfastheten, trykkfastheten, bøyefastheten og hardheten minke. Seigheten er den eneste mekaniske egenskapen som øker når fuktigheten stiger over fibermetningspunktet. Skjærfastheten påvirkes mindre i mindre grad enn de andre egenskapene av fukt (Franz F. P. Kollmann, 1968).

Mugg som hovedsakelig gir misfarging, og ikke fører til reduserte styrkeegenskaper, kan også være problematisk av helsemessige årsaker. I følge WHO vil personer som bor i bygg som er fuktige og påvirket av mugg, ha en større risiko for å pådra seg luftveisinfeksjoner, luftveisrelaterte sykdommer og oppleve en forverring av astma (WHO, 2009).

Hvis trevirket har blitt utsatt for støt eller overbelastning, kan det oppstå trykkbrudd som er vanskelig å oppdage under visuell styrkesortering. Ved gjenbruk av trematerialer er det derfor viktig at demontering av bygg og konstruksjoner foregår varsomt (Sørnes et al., 2014). Ulempen med dette er at det kan medføre en kostnadsøkning sammenlignet med tradisjonell rivning.

I Norge brukes det som regel mekaniske festeanordninger som spiker, stifter og skruer i trekonstruksjoner. Dette gjør at en må påberegne en del tid for å rense materialene for festemidler før materialene kan brukes på nytt. Plasseringen av festeanordningene er derimot som regel godt kjent for håndverkerne som bygger og som eventuelt demonterer et bygg. (Sørnes et al., 2014)

I masteroppgaven «Gjenbruk av bygningskomponenter og -materialer» har Moldekleiv og Mynors (2017) sett på hvilke muligheter og utfordringer som oppstår ved gjenbruk. Intervjuobjektene i oppgaven peker på at logistikk er en av utfordringene både fordi materialene må lagres slik at de er tilgjengelige når det er aktuelt å bruke de på nytt og fordi materialer som kan ombrukes må kartlegges ved et tidlig tidspunkt.

2.3. Bestemmelse av mekaniske egenskaper og testing av fuktighet

Mekaniske egenskaper for trevirke kan bestemmes på ulike måter. Standarden «NS-EN 338:2016 Konstruksjonsvirke - Fasthetsklasser» oppgir hvilke egenskaper som er gjeldende for ulike fasthetsklasser for konstruksjonstrevirke. I standarden klassifiseres trevirket etter C- og T-klasser, der C-klasser er gitt etter bøyefastheten og T-klassen er gitt etter strekkfastheten parallelt med fiberretning (Norsk Standard, 2016). Bestemmelse av de ulike mekaniske egenskapene kan gjøres ved fysiske tester, visuell eller maskinell styrkesortering. Mekaniske egenskaper avhenger i stor grad av fukt, og trevirket skal ha et fuktinnhold på rundt 12 %. Dersom fuktinnholdet ligger over eller under 12 %, skal det tas hensyn til. Den vanligste årsaken til nedklassering av trevirke er kvist fordi fiberne rundt kvisten avviker fra den normale vekstretningen (Skaug, 2007).

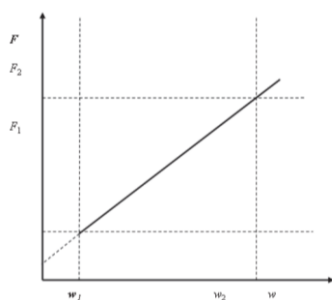
2.3.1. Testing av mekaniske egenskaper

INS-EN 408 er det gitt metoder for å finne global og lokal E-modul fra 4-punkts-bøyetester. Testelementet skal ikke belastes til mer enn $0.4F_{\max}$. Global E-modul er gitt ved:

$$E_{m,g} = \frac{3al^2 - 4a^3}{2bh^3 \left(2 \frac{w_2 - w_1}{F_2 - F_1} - \frac{6a}{5Gb} \right)} \quad (1)$$

Der a er den minste avstanden mellom belastningspunkt og opplager, l er spennet på bjelken, b og h er bredde og høyde, w og F er nedbøyning og kraft og G er skjærmodulen.

Nedbøyningen måles på et punkt under bjelken midt mellom de to belastningspunktene. Det er oppgitt i standarden at man kan se bort fra effekter fra skjærdeformasjon ved å sette skjærmodulen til uendelig, men det anbefales at verdien med og uten skjærdeformasjon bør rapporteres. Figur 6 viser en regresjonslinje som følger kraft-nedbøynings-plottet. w_1 , w_2 , F_1 og F_2 kan hentes fra det lengste området på grafen med en korrelasjon på 0.99 eller bedre og som minimum dekker området mellom $0.2F_{\max}$ og $0.3F_{\max}$ (Norsk Standard, 2010):



Figur 6 – Regresjonslinje for global E-modul (Norsk Standard, 2010)

(Kleinhenz et al., 2021) bruker NS-EN 408 til å bestemme bøyestivhet slik:

$$EI_{eff,global} = \frac{3al^2 - 4a^3}{48} \frac{\Delta F}{\Delta w}$$

(2)

2.3.2. Visuell og maskinell styrkesortering

Visuell strykesortering av trelast er en metode som kan brukes for å definere egenskaper til konstruksjonstrevirke. Trevirket sorteres i klassene fra T0 til T3, der T3 er høyest kvalitet. T0 tilsvarer C14 i NS-EN 338:2016 som betyr at trevirket har en karakteristisk bøyefasthet på 14 MPa. T1 tilsvarer C18, T2 tilsvarer C24 og T3 tilsvarer C30 etter samme standard. Det sorteres etter størrelse eller tilstedeværelse av ulike kvisttyper, fiberhelling, årringbredde, ulike sprekker med mer. Visuell styrkesortering følger standarden NS-INSTA 142:2009 og bedrifter som sorterer etter standarden må godkjent av Norsk Trelastkontroll og ha nok autoriserte sorterere. (Skaug, 2007)

Maskinell styrkesortering kan gjennomføres på flere måter. En metode går ut på å finne egenfrekvensen til trevirket og deretter regne ut en IP-verdi som kan sammenlignes med E-modulen i trevirket. IP-verdien regnes ut etter (3).

$$IP = \frac{(2f_0l)^2 \rho}{1 - 0.01(u - 12)} 10^{-6}$$

(3)

f_0 – første egenfrekvens i lengderetning [Hz]

l – lengde [m]

u – fuktinnhold [%]

ρ – tetthet [kg/m^3]

Maskinell styrkesortering gjennomføres i henhold til NS-EN 14081-2:2018. Eksempelvis kan en lydølge sendes igjennom trevirket som maskinen plukker opp frekvensen til og bruker til

å finne IP-verdi. Noen maskiner finner også tettheten. Maskinell styrkesortering gjennomføres i henhold til fasthetsklassene i NS-EN 338:2016 (Norsk Standard, 2018a).

2.3.3. Fuktmåling

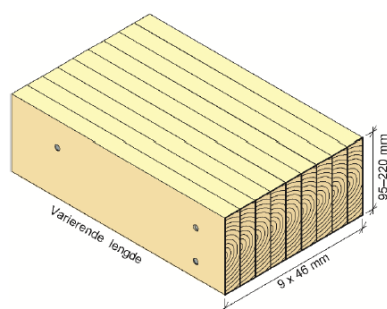
I testsituasjoner er det viktig at man vet hvilken fuktprosent trevirket har. Standarden NS-EN 13183 beskriver hvordan måling av fuktighet foregår. NS-EN 13183-1:2002 beskriver bestemmelse av fuktinnhold ved tørkemetoden, som går ut på å veie trevirket før og etter tørking (Norsk Standard, 2002a). NS-EN 1318-2:2002 beskriver bestemmelse av fuktinnhold ved elektrisk motstandsmåling og NS-EN 1318-3:2005 beskriver bestemmelse ved kapasitansmetode (Norsk Standard, 2002b; Norsk Standard, 2005).

2.4. Skjøting av trevirke

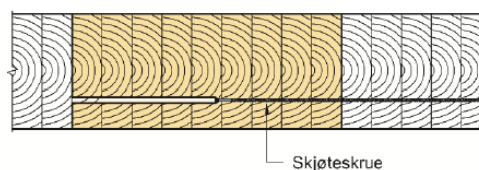
2.4.1. Buttskjøt

Buttskjøt er en skjøtemetode som kan brukes i produksjon av kantstilte massivtreelementer. Norsk Massivtre produserer sine kantstilte elementer med buttskjøt dersom elementene er over 4.5 meter lange (SINTEF, 2020). To skruer i enden av skjøten skrues inn og skjøtene skal ikke overlape hverandre. Oppsettet for et kantstilt element er vist i Figur 8 og en skjøteskrue er vist i

Figur 7.



Figur 7 - Kantstilt element (SINTEF, 2020)



Figur 8 - Buttskjøt illustrasjon (SINTEF, 2020)

I den tekniske godkjenningen til Norsk Massivtre, er det oppgitt en reduksjonsfaktor for bøye- og skjærstivheten til buttskjøtte elementer. Reduksjonsfaktoren er gitt ved:

$$k_{El,red} = k_{GA,red} = 2.577 - 0.464 \cdot L + 0.0283 \cdot L^2$$

(4)

Reduksjonsfaktoren gjelder for lengder, L mellom 4.8 og 8 meter (SINTEF, 2020).

2.4.2. Fingerskjøtt konstruksjonsvirke

Fingerskjøting av konstruksjonsvirke skal gjennomføres i henhold til NS-EN 15497:2014.

Bøyefastheten til fingerskjøten skal være lik eller høyere enn den karakteristiske bøyefastheten til trevirket. Når dette er tilfellet, antar man at fingerskjøten har samme styrke, - stivhets, - og tetthetsegenskaper som resten av trevirket. Limet som brukes i fingerskjøten skal være ut den dimensjonerende levetiden til konstruksjonen for den relevante klimaklassen. Limtyper som kan benyttes er for eksempel melamin-urea-formaldehyd (MUF), 1-komponent polyuretan (PUR) og emulsjonspolymerisert isocyanat (EPI) (Norsk Standard, 2014).

I Norge fungerer Treteknisk som et teknisk kontrollorgan for CE-merking av fingerskjøtt konstruksjonsvirke. I dag er det fem bedrifter som er sertifisert til å produsere fingerskjøtt konstruksjonsvirke. De fem bedriftene er Bergene Holm AS avd. Haslestad, Innlandet trebearbeiding AS, Inntre Kjeldstad AS avd. Selbu, TreeCon AS og Moelven Wood Prosjekt AS (Treteknisk, 2022).

2.5. Bruksgrensetilstandskrav for tregulv

Når konstruksjoner skal dimensjoneres må de oppfylle visse grensekrav. I Europeisk standard, benyttes begrepene bruddgrensetilstand og bruksgrensetilstand. Bruddgrensetilstand er grenseverdier som sier noe om hvor store laster en konstruksjon tåler før den går i brudd, mens bruksgrensetilstander er grenseverdier som sier noe om hvordan brukere opplever konstruksjonen, og om det kan oppstå skade som bidrar til utilfredsstillende utseende eller funksjon (Europeisk Standard, 2004).

Ifølge Homb, vil brukergrensetilstanden ofte være den dimensjonerende grenseverdien for trevirke som belastes over lengere spenn. Det kommer av at trevirke har stor styrkekapasitet for både momentbøying, trykk og strekk-belastninger, men at vibrasjonene i trevirket kan oppleves ubehagelige og at nedbøyingene kan gi funksjonsutfordringer. Homb skriver at vibrasjoner som oppstår når mennesker går over gulv med lave svingefrekvenser, store

utsvingninger og langsom dempning, kan oppleves svært ubehagelig, og vil derfor ofte være avgjørende for spennlengden til etasjeskillere (Homb, 2008).

For å avgjøre om et tregulv oppnår bruksgrensekrav, kan det gjennomføres både håndberegninger, elementmetodeberegninger og fysiske tester.

2.6. Beregninger

2.6.1. Dimensjonering og lastkombinasjoner

Laster og lastkombinasjoner på bygg og bygningskomponenter kan regnes etter Eurokode NS-EN 1991-1-1 og Eurokode NS-EN 1990. Partialfaktormetoden er en metode fra Eurokode 0 som brukes for å sikre at grensetilstandene ikke blir brutt i ulike relevante dimensjonerende situasjoner. Metoden går ut på at karakteristiske, forhåndsbestemte verdier for laster og materialegenskaper multipliseres med en partialfaktor. Partialfaktoren er en sikkerhetsfaktor som i Norge kan reduseres dersom bygget er i en lav pålitelighetsklasse og bygget skal verifiseres i bruddgrensetilstand. I bruksgrensetilstand settes partialfaktoren lik 1. Summen av den karakteristiske verdien og partialfaktoren, gir dimensjonerende lastverdier og fastheter. For å verifisere bygg eller bygningskomponenter i bruddgrensetilstand, må den dimensjonerende motstanden være større enn den dimensjonerende motstanden til bygget eller komponenten. I bruksgrensetilstand er det ofte andre gitte kravspesifikasjoner (Europeisk Standard, 2002; Europeisk Standard, 2004).

Lastkombinasjonene for bruksgrensetilstand som er gitt i Eurokode 0, deles opp i karakteristisk, ofte forekommende og kvasi-permanent lastkombinasjon. Karakteristisk lastkombinasjon benyttes der påvirkningen er irreversibel. Ofte forekommende lastkombinasjon benyttes i situasjoner der påvirkningen er reversibel, og den kvasi-permanente lastkombinasjonen benyttes i situasjoner der man ser på langtidsvirkninger og utseende. Det skilles mellom permanente laster, G_k , variable laster, Q_k , og forspenningslast P . Lastkombinasjonene er gitt som følger:

$$\begin{aligned}
 \text{Karakteristisk: } & \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \\
 \text{Ofte forekommende: } & \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \\
 \text{Kvasi - permanent: } & \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}
 \end{aligned}$$

(5)

I lastkombinasjonene er $Q_{k,1}$ den dominerende variable lasten og $Q_{k,i}$ øvrige variable laster. Verdier for variable nyttelaster kan hentes fra NS-EN 1991-1-1 og ψ er en faktor som avhenger av lastens varighet og bygningskategori og er gitt i nasjonalt tillegg i NS-EN 1990.

2.6.2. Effektivt annet arealmoment og bøyestivhet for sammensatte elementer

I beregninger av nedbøyning og vibrasjoner er de mekaniske egenskapene annet arealmoment og bøyestivhet viktige.

I et mekanisk sammensatte dekker er det bare delvis heft mellom de ulike samvirkedelene. En metode for å regne på annet arealmoment for mekanisk sammensatte elementer, som tar hensyn til dette, er gitt i Anneks B i Eurokode 5 (Europeisk Standard, 2004). Denne metoden kalles gamma-metoden fordi en faktor gamma (γ) multipliseres med det andre leddet i parallellakseteoremet. Faktoren ligger mellom 0 og 1, der 1 betyr at det er fullt samvirke mellom de ulike delene. I eurokoden er begge ledd i parallellakseteoremet ganget med elastisitetsmodulen. Dette betyr at formelen gir effektiv bøyestivhet, og ikke bare effektivt annet arealmoment. Formelen er gitt ved:

$$EI_{eff} = \sum_{i=1}^3 (E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2) \quad (6)$$

Der E er elastisitetsmodulen, A er arealet til delementet, I er annet arealmoment for delementet og a avhenger av avstanden mellom de mekaniske forbindelsesmidlene og nøytralaksen. γ er gitt ved:

$$\gamma_i = \left[1.0 + \frac{\pi^2 E_i A_i s_i}{(K_i l^2)} \right]^{-1} \text{ for } i = 1 \text{ og } i = 3$$

$$\gamma_2 = 1.0 \quad (7)$$

Der

s_i – avstanden mellom forbindelser

l – lengden av elementet

K_i (i bruksgrensetilstand) = $K_{ser} = \rho_m^{1.5} d / 23$ er glidemodulen til de mekaniske forbindelsesmidlene som sier noe om hvor stor kraft en forbindelse må påføres for å trekkes ut en mm.

Denne metoden fra eurokoden for å finne glidemodul har vist seg å være konservativ. Ceccotti et al. (2007) fant at det kunne være opptil 50 % forskjell på de eksperimentelle verdiene og på de analytiske verdiene fra eurokoden for forbindelsenes styrke og stivhet. Derfor anbefales det i artikkelen å heller gjøre tester på forbindelsene for å bestemme glidemodulen, eller eventuelt bruke en verdi som kan estimeres etter:

$$K = 0.16Ed$$

(8)

der E er E-modulen til trevirket og d er diameteren til forbindelsen.

Tomasi et al. (2010) skriver at fordi eurokoden angir glidemodul for forbindelser som står vinkelrett på glideplanet, vil glidemodulen til en vinklet forbindelse bli for lav. Derfor anbefaler han en metode som tar hensyn til vinkelen på forbindelsen. Denne metoden baseres på både eksperimentelle og analytisk beregnede verdier.

Det er også mulig å bruke gamma-metoden til å regne på bøyestivhet og effektivt annet arealmoment for krysslimte elementer. Wallner-Novak et al. (2014) beskriver en metode der man finner gamma-faktoren ved å bruke skjærmodulen i trevirket istedenfor glidemodulen til de mekaniske forbindelsene.

2.6.3. FEM- beregninger

I følge Thompson og Thompson (2017) er elementmetodeberegninger (Finite Element Method/FEM) et matematisk verktøy der et system deles opp i delementer med egenskaper som er mulig å beregne numerisk ved hjelp av partielle differensialligninger. Videre skriver de at systemet må deles opp i et koordinatsystem der noder forbinder de ulike elementene. Hver node har et sett med frihetsgrader som bestemmes av brukeren.

Ussher et al. (2022) skriver at forenklete FEM-modeller kan brukes til å støtte opp under resultater fra vibrasjonstester. De forenklete modellene gjelder for krysslimte elementer som modelleres som om de skulle ha like egenskaper i alle retninger.

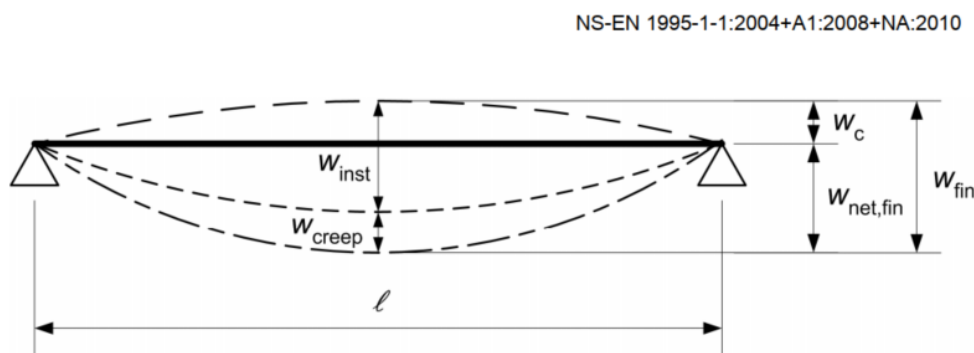
2.7. Nedbøyning

Krav om maksimal nedbøyning er et av bruksgrensekravene som må godkjennes i Eurokode 5. De anbefalte grenseverdiene for den totale nedbøyningen av en fritt opplagt bjelke med et spenn l , er gitt som $l/150$ til $l/300$ (Europeisk Standard, 2004). I følge Mårtensson (2016) opplever trevirke relativt store deformasjoner under belastninger over tid og påvirkes i stor grad av klimatiske forhold slik som luftfuktighet.

I Eurokode 5 skilles det mellom permanente og variable laster. For å finne den totale nedbøyningen summeres den umiddelbare nedbøyningen som kommer fra variable laster med nedbøyningen fra kryp som kommer fra de permanente lastene. Dersom konstruksjonen er produsert med en overhøyde må overhøyden også tas hensyn til i beregningen av den totale nedbøyningen. I Figur 9 er den umiddelbare nedbøyningen kalt w_{inst} , nedbøyningen fra kryp er kalt w_{creep} og overhøyden er kalt w_c . Total netto nedbøyning blir:

$$w_{net,fin} = w_{inst} + w_{creep} - w_c$$

(9)



Figur 9 – Nedbøyning (Europeisk Standard, 2004)

Mårtensson (2016) skriver videre at kryp i trevirke i stor grad er påvirket av fuktighet. Ved høyere fuktighet vil nedbøyningen ved den samme permanente lasten bli større enn ved lavere fuktighet. I tillegg er trevirke utsatt for det som kalles mekanosorptivt kryp. Dette er en effekt der variasjoner i fuktighet gir mer kryp enn konstant fuktighet. Eurokoden tar hensyn til klimatiske variasjoner ved en faktor som kalles k_{def} .

Lastkombinasjonene for nedbøyning kan uttrykkes og deles opp i lastkombinasjoner for den øyeblikkelige nedbøyningen og for langtidsnedbøyningen, slik:

$$p_{inst} = g_k + q_k$$

$$p_{creep} = g_k k_{def} + q_k \psi_2 k_{def}$$

(10)

Der g_k er den permanente lasten, q_k er den dominerende variable lasten ψ_2 er en faktor som avhenger av lastvarighet og brukskategori. Lastkombinasjonene for den øyeblikkelige nedbøyningen og langtidsnedbøyningen er henholdsvis den karakteristiske og den kvasi-permanente lastkombinasjonen som er gitt i 2.6.1.

I boka «Wood Handbook» fra US Department of Agriculture (2010) står det at for bjelker som en antar at oppfører seg elastisk og som har et likt tverrsnittsareal langs hele lengden, så er nedbøyningen fra en punktlast på en fritt opplagt bjelke er i gitt ved:

$$\delta = \frac{PL^3}{48EI} + \frac{PL}{4GA'}$$

(11)

Videre er nedbøyningen fra en linjelast på en fritt opplagt bjelke er gitt ved:

$$\delta = \frac{5wL^4}{384EI} + \frac{wL}{8GA'}$$

(12)

Der:

P – lasten, L – lengden, E – elastisitetsmodul, I – annet arealmoment

G – skjærmodul, A' – tilpasset areal

A' = $\frac{5}{6}bh$, for bjelker med rektangulært tverrsnitt der b = bredde og h = høyde

For å finne den totale nedbøyningen fra permanente og variable lastkombinasjoner kan man bruke enten formel (11) eller (12) avhengig av om man har funnet en punktlast eller linjelast. I utregningen av lasten bruker man lastkombinasjonen for både langtidsnedbøyning og øyeblikkelig nedbøyning.

Første ledd i både ligning (11) og (12) gir nedbøyningen fra momentspenningene, mens andre ledd gir nedbøyningen som kommer fra skjærspenningene (US Department of Agriculture, 2010).

I «Limtreboka» fra Norsk limtreprodusenters forening (2015) er det oppgitt en annen metode for å regne på bidraget fra skjærdeformasjon:

$$w_{skjær} = \left(0.98 \left(\frac{E}{G} \right) \left(\frac{h}{L} \right)^2 \right) \cdot w_{bøyning}$$

(13)

I en del tilfeller kan en anta at bidraget fra skjærspenningene ikke teller, ved å sette skjærmodulen til uendelig stor. Bell (2017) skriver at for trevirke er skjærmodulen så liten i forhold til elastisitetsmodulen ($E/G \approx 16$) at bidrag fra skjærkrefter bør tas med. Videre skriver han at for korte og høye bjelker er til og med skjærdeformasjonen dominerende, men dersom forholdet mellom lengde og høyde blir større enn 20, har den mindre å si.

2.8. Vibrasjoner

Det finnes mange ulike vibrasjonskrav til tredekker. I underkapitellene følger noen av de vanligste kriteriene som brukes for å si noe om egenskapene til et tregulv, samt et kapittel om hva som påvirker vibrasjonsegenskapene til et dekke. I tillegg nevnes det en nedbøyningstest som kan gjennomføres for å finne stivhetsegenskaper relatert til vibrasjoner.

2.8.1. Hva påvirker vibrasjonsegenskapene i et dekke?

Vibrasjoner i bygninger oppstår som følge av bevegelse i eller i nærheten av bygget. For boligbygg i tre, er vibrasjoner som oppstår fra menneskelig aktivitet kanskje mest relevant.

Når en person går over et gulv, vil det oppstå vibrasjoner i gulvet. I en idealisert tilstand vil et gulv som blir belastet en gang vibrere sinusformet med en konstant gitt amplitude og periode mellom svingningene. Denne perioden kalles den naturlige perioden, T_n , der inversen gir den naturlige frekvensen, f_n , til dekket. I realiteten vil svingningene dempes med tiden. Et mål på hvor fort svingningene dempes er dempningskoeffisienten, ζ , som defineres som en prosentandel av den kritiske dempningsverdien. Den kritiske dempningsverdien er den dempningsraten som skal til for at dekket går tilbake til startposisjon uten å oscillere (WoodWorks, 2021).

Vibrasjoner kan være transiente eller stasjonære. De avtagende vibrasjonene som oppstår etter en belastning, kalles transiente vibrasjoner, mens stasjonær vibrasjon er den vibrasjonen som oppstår når elementet belastes periodisk og bevegelsene i dekket etter hvert samsvarer med bevegelsen til belastningen. Stasjonær vibrasjon kan også kalles resonansvibrasjon. De stasjonære vibrasjonene vil ha en konstant frekvens og amplitude. I Figur 10 er stasjonær vibrasjon vist til venstre og transient vibrasjon til høyre. Dersom den naturlige frekvensen til systemet er i nærheten av frekvensen til belastningen, vil resonans oppstå og svingningene vil øke. Resonans er derfor noe man ønsker å unngå. Dersom dempingen i elementet er stor nok til at elementet går tilbake til utgangsposisjonen før neste periodiske belastning inntreffer, vil vibrasjonene forbli transiente (WoodWorks, 2021).

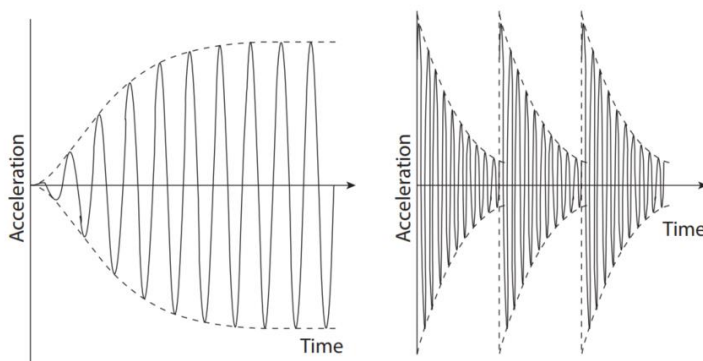


FIGURE 2-2: Build-up to resonant response (left) and transient response (right) of damped systems

Figur 10 - Stasjonær og transient vibrasjon (WoodWorks, 2021)

Homb (2005) skiller mellom lavfrekvente og høyfrekvente gulv. Mennesker i bevegelse vil påføre gulv både impulsive og stasjonære periodiske laster. De stasjonære periodiske lastene som kommer fra mennesker, ligger ofte under 8 Hz, og kan derfor skape resonansproblemer for lavfrekvente gulv. Typiske stasjonære periodiske laster kan komme fra en jevn gange som ikke blir dempet ut mellom hvert skritt. De impulsive lastene påvirker i større grad de høyfrekvente gulvene fordi lastene kan føre til transiente resonans-vibrasjoner som kan gi en følelse av å gå på fjærer. Disse lastene kan forekomme når svingningene fra et skritt dempes ut før det neste skrittet (Homb, 2005).

I *KL-trâ*-boka, skilles det også mellom vibrasjoner fra andre personer og vibrasjoner som kommer fra en selv. Ofte kan høyfrekvente gulv oppleves som ubehagelige dersom gulvet reagerer på forbigående personer. (Eric Borgström, 2017; Norsk limtreprodusenters forening, 2015).

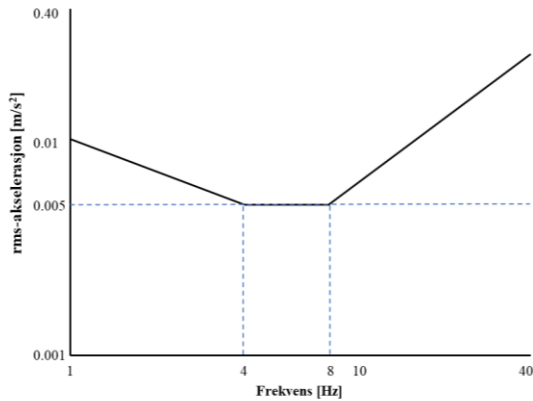
I en rapport for SINTEF, skriver Homb (2008) at gangfrekvensen ligger rundt 2 Hz. Dersom et gulv har laveste egenfrekvens under 8 Hz, vil det være sannsynlig at den «2., 3. eller 4. harmoniske impulsen av gangfrekvensen» resonerer med gulvets egenfrekvens. Derfor anbefales det i rapporten å unngå gulvkonstruksjoner med en egenfrekvens under 8 Hz.

For å bedømme om et tregulv oppleves komfortabelt kan vibrasjonsegenskaper måles på ulike måter. Det er blant annet vanlig å måle farten og akselerasjonen til svingningene. Ofte forenkles målingene slik at ikke hele datasettet med resultater må analyseres. En forenkling går ut på å finne den absolutte maksimumsverdien. En annen forenkling går ut på å finne kvadratrotsummen av resultatene. Kvadratrotsummen for akselerasjon og hastighet er gitt ved (WoodWorks, 2021):

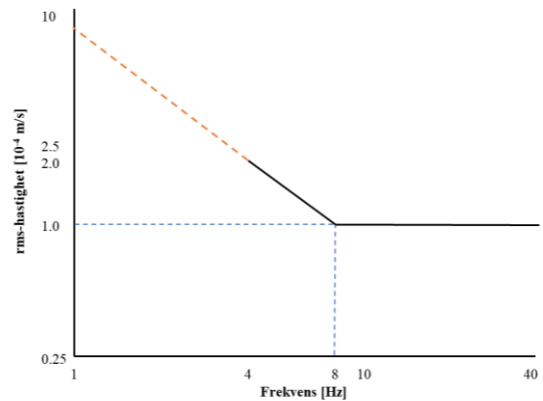
$$v_{RMS} = \sqrt{\frac{1}{T} \int_0^T v(t)^2 dt} \qquad a_{RMS} = \sqrt{\frac{1}{T} \int_0^T a(t)^2 dt}$$

(14)

Ohlsson (1982) skriver at menneskets følsomhet for lavfrekvente vibrasjoner er høy. I *U.S Mass Timber Floor Vibration Design Guide* står det at mennesker kan oppfatte kvadratrotsum-akselerasjon på $5 \times 10^{-3} \text{ m/s}^2$ for svingninger med en frekvens på mellom 4 og 8 Hz .Ved frekvenser over og under dette intervallet minker følsomheten for akselerasjonen på svingningene (se Figur 11). Kvadratrotsum-hastigheten til svingningene kan oppfattes ned til $1 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ ved frekvenser fra 8 Hz og oppover (se Figur 12). Fordi følsomheten for akselerasjon er større ved lave frekvenser og følsomheten for hastighet er større ved høye frekvenser, brukes akselerasjon som kriterium for lavfrekvente gulv og hastighet som kriterium ved høyfrekvente gulv (WoodWorks, 2021).



Figur 11 - Menneskers følsomhet for kvadratrotakselerasjon (WoodWorks, 2021)



Figur 12 - Menneskers følsomhet for kvadratrotthastighet (WoodWorks, 2021)

Blevins (2016) skriver at det er vanlig å anta at Euler-Bernoulli-bjelketeorien er gjeldene når man regner på vibrasjonsegenskaper til et dekke. Teorien går ut på at plane tverrsnitt forblir plane under bøyning og at spenningene i bjelken som oppstår er lineært fordelt. Dette gjør at man kan bruke følgende variant av Newton's andre lov for bjelker med kontinuerlig last og tverrsnitt:

$$\frac{EI_z \partial^4 Y}{\partial x^4} + \frac{m \partial^2 Y}{\partial t^2} = 0$$

(15)

Der

E – elastisitetsmodul

I_z – annet arealmoment om z-aksen

$Y(x, t)$ – utsvingninger fra nøytralaksen (z) gitt avstand i x – retning og tid t

$\frac{\partial^2 Y}{\partial t^2}$ – akselerasjon

m – masse per enhetslegnde

Den deriverte av utsvingningene tilsvarer farten på vibrasjonene og den dobbeltderiverte tilsvarer akselerasjonen.

I følge Blevins (2016) kan løsningen på ligningen (for Y) for et ubelast system skrives som avstanden, $\tilde{y}(x)$ fra nøytralaksen, ganget med en harmonisk funksjon av tid, $T(t)$. Ved å sette dette inn for Y og dele på produktet i formel (15) blir, blir formelen:

$$\frac{1}{\tilde{y}(x)} \frac{EI}{m} \frac{\partial^4 \tilde{y}(x)}{\partial x^4} = \frac{1}{T(t)} \frac{\partial^2 T(t)}{\partial t^2} = -\omega^2$$

(16)

Siden ligningene beskriver det samme og er uavhengige av hverandre, må de begge være lik en konstant som settes til å være ω^2 . ω er vinkelfrekvensen til vibrasjonene. Dette gir videre to ordinære differensialligninger, der en avhenger av tid og en avhenger av posisjon (Blevins, 2016):

$$\frac{d^2 T(t)}{dt^2} + \omega^2 T(t) = 0$$

(17)

$$\frac{d^4 \tilde{y}(x)}{dx^4} - \omega^2 \left(\frac{m}{EI_z} \right) \tilde{y}(x) = 0$$

(18)

Formel (17) har løsningene $T(t) = \sin(\omega t)$ og $T(t) = \cos(\omega t)$, mens formel (18) har løsninger som avhenger av summen av ulike harmoniske funksjoner og eksponentielle funksjoner av $\lambda x/L$, der λ er en eigenverdi som er lik ω^2 og x er posisjonen langs lengden L på bjelka. Disse løsningene kalles formfunksjoner fordi de gir formen på hvordan en bjelke svinger. Ulike grensebetingelser gir ulike løsninger på den fjerde-ordenens differensialligningen. (Blevins, 2016).

Den naturlige frekvensen, f_i til en bjelke kan uttrykkes ved hjelp av eigenverdiene λ som hører til de ulike formfunksjonene, bjelkens geometri og materialeegenskaper (Blevins, 2016):

$$f_i = \frac{\omega_i}{2\pi} = \frac{\lambda_i^2}{2\pi L^2} \sqrt{\frac{EI_z}{m}}, i = 1, 2, 3, \dots$$

(19)

Denne formelen danner utgangspunktet for beregningene av egenfrekvens i de påfølgende metodene.

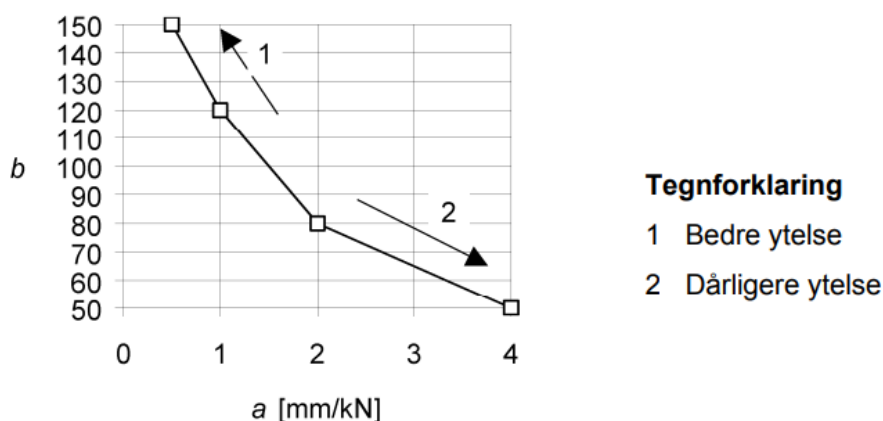
2.8.2. Eurokode 5

I Eurokode 5 står det at dersom den fundamentale frekvensen til en konstruksjon er under 8 Hz, må konstruksjonen undersøkes nøyere. Det står ikke hvordan. Dersom den fundamentale frekvensen er over 8 Hz, må følgende kriterier oppfylles (Europeisk Standard, 2004):

$$\frac{w}{F} \leq a \left[\frac{mm}{kN} \right] \quad (20)$$

$$v \leq b f_1 \zeta^{-1} \left[\frac{m}{Ns^2} \right] \quad (21)$$

Der w «er den største vertikale øyeblikksnedbøyningen forårsaket av en vertikal konsentrert statisk kraft F », v er hastighetsresponsen som følge av en ideell enhetsimpuls på 1 Ns som er påført der gulvet gir størst utsvingning. ζ er den relative dempningen som det står at kan settes til 0.01 med mindre andre mer korrekte verdier er påvist. b og a er konstanter som avhenger av hverandre og er gitt i Figur 13 etter hva slags ytelse en ønsker på gulvet. I nasjonalt annekset er det anbefalte kravet til stivhet for bjelker at a skal være 0.9 mm/kN der normal stivhet kreves og 0.6 mm/kN der høy stivhet kreves (Europeisk Standard, 2004).



Figur 7.2 — Anbefalte grenseverdier og forhold mellom a og b

Figur 13 - Grenseverdier mellom faktorene a og b (Europeisk Standard, 2004)

Videre er det gitt en formel for å regne første egenfrekvens til et gulv som er fritt opplagt langs alle fire kanter, der l er gulvets spennvidde, m er massen per arealenhet og $(EI)_l$ er gulvets ekvivalente bøyestivhet om en akse på tvers av bjelkeretningen:

$$f_1 = \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{(EI)_l}{m}}$$

(22)

Det er også gitt en formel for å regne ut hastighetsresponsen v for et gulv med bredde b og lengde l :

$$v = \frac{4(0.4 + 0.6n_{40})}{mbl + 200}$$

(23)

Der n_{40} er antall førsteordens-formfrekvenser med egenfrekvens opptil 40 Hz og kan beregnes slik:

$$n_{40} = \left\{ \left(\left(\frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right) \left(\frac{b}{l} \right)^4 \frac{(EI)_l}{(EI)_b} \right\}^{0.25}$$

(24)

$(EI)_b$ er gulvets ekvivalente platestivhet om en akse parallelt med bjelkene.

2.8.3. Utkast til ny eurokode

Som følge av at det bygges flere og høyere bygg i tre, og som følge av utviklingen av massivtre er det ifølge Abeysekera et al. (2018) nødvendig å utbedre dimensjoneringsmetodene for vibrasjoner. Av denne grunn pågår det arbeid med å utvikle en ny Eurokode 5 for trekonstruksjoner. I utkastet til denne eurokoden er det gitt nye og mer spesifikke krav til vibrasjoner. Kravene avhenger av ytelsesnivå og er gjengitt i Tabell 2. Nivå I, II og III er det som kalles kvalitetsvalg for tomannsbolig og kontor. For enebolig er også nivå IV et kvalitetsvalg. For tomannsbolig og kontor er nivå IV basisvalget, men basisvalget er bedre enn økonomivalget som gjelder nivå V (Europeisk standard, 2020).

Tabell 2 - Krav i utkast til ny Eurokode (Europeisk standard, 2020)

Krav	Ytelsesnivå					
	Nivå I	Nivå II	Nivå III	Nivå IV	Nivå V	Nivå VI
<u>Nedbøyning /</u> <u>stivhet:</u> $W_{1kN} [mm] \leq$		0.25	0.5	0.8	1.2	1.6
<u>R-faktor</u>	4	8	12	20	30	40
<u>Frekvens:</u> $f_1 [Hz] \geq$				4.5		
<u>Akselerasjon:</u> For resonans- vibrasjon ($f_1 < 8 \text{ Hz}$) $a_{rms} [m/s^2] \leq$				0.005 R		
<u>Hastighetskrav:</u> For transiente vibrasjon ($f \geq 8 \text{ Hz}$) $v_{rms} [m/s] \leq$				0.0001 R		

For å regne ut den første egenfrekvensen, oppgir utkastet til den nye eurokoden følgende formel:

$$f_1 = k_{e,1}k_{e,2} \frac{\pi}{2L^2} \sqrt{\frac{(EI)_{L,app}}{m}}$$

(25)

Der $k_{e,1}$ og $k_{e,2}$ er konstanter som gjør at frekvensen øker dersom bredde-lengde-forholdet minker. Dersom gulvet bare spenner over et spenn blir begge konstantene lik 1. $(EI)_{L,app}$ er den tilsynelatende bøyestivheten i lengderetning til gulvet per meter dersom man tar hensyn til skjærdeformasjon og forbindelsesglidning.

Nedbøyningen fra en punktlast på 1 kN som er påført den mest ugunstige posisjonen på gulvet kan for et gulv som spenner over et spenn, etter utkastet til den nye eurokoden regnes ut slik:

$$w_{1kN} = \frac{FL^3}{48(EI)_{L,app}B_{ef}}$$

(26)

Der F er den statiske punktlasten, L er lengden på gulvet og B_{ef} er den effektive bredden.

Dersom egenfrekvensen til dekket er lavere enn 8 Hz, antas det at det vil kunne oppstå resonansproblematikk. Derfor er det oppgitt i den nye eurokoden at rms-akselerasjonen må oppfylle oppgitte krav i Tabell 2 når dette er tilfellet.

Det står også at Rms-akselerasjonen kan regnes ut slik:

$$a_{rms} = \frac{\alpha F_0}{7\zeta M^*}$$

(27)

Der α er en fourier-koeffisient som avhenger av egenfrekvensen etter $\alpha = e^{-0.4f_1}$, F_0 er den vertikale kraften som kommer fra en person som går og tilsvarer ofte 700 N. ζ er dempningsraten til gulvet, og i utkastet til den nye standarden er det oppgitt ulike verdier for dempningsraten som kan brukes dersom man ikke har tilgang til mer korrekte verdier. For samvirke-elementer og dekke-elementer av for eksempel krysslimt trevirke er det oppgitt at

dempningsraten kan ligge på 0.025. M^* er den modale massen som kan beregnes etter $M^* = \frac{mLB}{4}$ der m er gulvets masse per arealenheter og L og B er lengden og bredden på gulvet.

Dersom den første egenfrekvensen er over 8 Hz, antar man at vibrasjonsforløpet er transient. Kravene som da må oppfylles, går ut på at rms-vibrasjonshastigheten må ligge under oppgitte hastigheter i Tabell 2.

I utkastet til den nye standarden er det oppgitt følgende prosedyre for å beregne rms-hastigheten:

$$v_{rms} = v_{tot,peak}(0.65 - 0.01f_1)(1.22 - 11.0\zeta)\eta \quad (28)$$

Der $v_{tot,peak}$ er den totale topphastighetsresponsen til de høyeste vibrasjonsformene gitt ved:

$$v_{tot,peak} = k_{imp}v_{1,peak} \quad (29)$$

Der $k_{imp} = \max \left[0.48 \left(\frac{B}{L} \right) \left(\frac{(EI)_{L,app}}{(EI)_T} \right)^{0.25} ; 1,0 \right]$ er en faktor som tar hensyn til de største vibrasjonsformene som ikke tilhører egenfrekvensen. $(EI)_T$ er bøyestivheten i tverretning per meter og $v_{1,peak}$ er topphastigheten til egenfrekvensen gitt ved:

$$v_{1,peak} = k_{red} \frac{I_M}{(M^* + 70)} \quad (30)$$

Der k_{red} er en reduksjonsfaktor på 0.7 som tar hensyn til at kraften som eksiterer gulvet er en gitt avstand fra personen som opplever svingningene. I_M er den gjennomsnittlige modale impulsen som er gitt ved:

$$I_m = \frac{42f_w^{1.43}}{f_1^{1.3}} \quad (31)$$

Der f_w er gangfrekvensen som kan antas til å være lik 1.5 Hz for boliggulv og 2.0 Hz for gulv i andre kategorier.

η i (28) er gitt ved:

$$\eta = \begin{cases} 1.52 - 0.55k_{imp} & \text{når } 1.0 \leq k_{imp} \leq 1.5 \\ 0.69 & \text{alle andre tilfeller} \end{cases}$$

(32)

2.8.4. Hu & Chui

Homb (2007) anbefaler i rapporten «Kriterier for opplevde vibrasjoner i etasjeskillere», at et annet kriterium enn det som står i eurokoden, benyttes for vanlige bjelkelag. Kriteriet er utarbeidet av Hu og Chui (2006) og er gitt ved:

$$\frac{f_0}{d^{0.44}} > 18.7$$

Der,

f_0 – den fundamentale frekvensen

d – nedbøyningen fra en 1kN – punktlast

Dette kriteriet gjelder for vanlige bjelkelag med fundamentale frekvenser ned til 10 Hz.

Homb (2007) skriver at for tverrstivende bjelkelag eller massivtredekker, kan man anta at det samme kriteriet kan brukes for elementer med frekvenser ned mot 12.5 Hz.

2.8.5. Byggforskserien

Byggforskseriens anvisning «522.351 Trebjelkelag. Dimensjonering og utførelse» oppgir tre komfortkriterier, gitt ved:

- $\Delta < 1.3$ mm
- $f > 10$ Hz
- $f / \Delta^{0.44} > 18.7$

Der Δ er nedbøyning under 1 kN-punktlast i mm og f er beregnet egenfrekvens i Hz (Byggforsk, 2011).

2.8.6. Hamm et al.

I funn presentert på World Timber Conference i 2010 beskriver Hamm et al. (2010) tre forslag til kriterier for produksjon av tregulv i to ulike kategorier, der den laveste kategorien gjelder eneboliger og den mest krevende kategorien gjelder boligblokker, kontorbygg etc.

Kriteriene er gjengitt i Tabell 3 og tar for seg egenfrekvensen, nedbøyning under en 2 kN-punktlast og svingeakselerasjon.

Tabell 3 - Krav fra (Hamm et al., 2010)

	Høyere krav	Lavere krav
Frekvens	≥ 8 Hz	≥ 6 Hz
2 kN statisk nedbøyning	≤ 0.5 mm	≤ 1.0 mm
Dersom $4.5 \text{ Hz} \leq f < 8 \text{ Hz}$, må akselerasjonen også undersøkes:		
Maksimal akselerasjon	$\leq 0.05 \text{ m/s}^2$	$\leq 0.10 \text{ m/s}^2$

Nedbøyningen under en statisk last er gitt etter formel (33).

$$w(2\text{kN}) = \frac{2l^3}{48EI_l \cdot b_{w(2\text{kN})}} \quad (33)$$

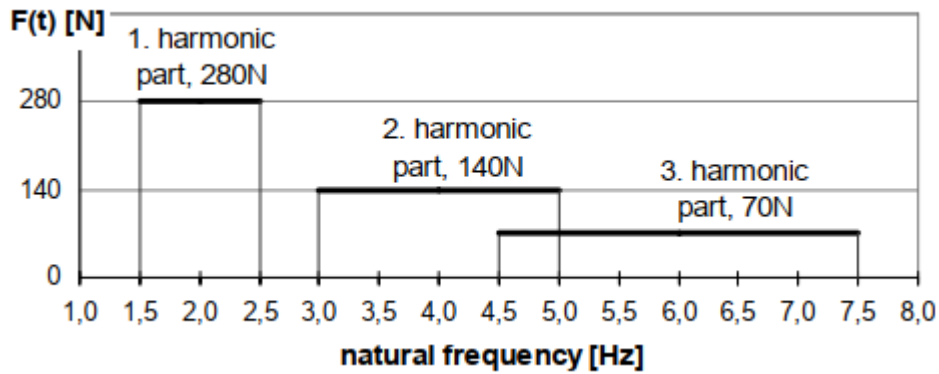
Der $b_{w(2\text{kN})}$ den minste verdien av den faktiske bredden og en effektiv bredde gitt ved:

$$b_{ef} = \frac{l}{1.1} \sqrt[4]{\frac{EI_b}{EI_l}} \quad (34)$$

Dersom egenfrekvensen er mindre enn 8 Hz, bør akselerasjonen ifølge Hamm et al. (2010) estimeres etter formel (35):

$$a = \frac{F_{dyn}}{M^* \cdot 2D} = \frac{0.4 \cdot F(t)}{m \cdot 0.5l \cdot 0.5b \cdot 2D} \quad (35)$$

Der M^* er den modale massen, b er bredden på gulvet, men burde være mindre eller lik $1.5 \cdot l$. D er dempningsraten og er gitt som 0.01 for gulv uten noe påstøp etc. Videre er F_{dyn} den totale dynamiske kraften og $F(t)$ er den harmoniske delen av kraften som virker på, og som avhenger av egenfrekvensen til gulvet. Verdier for $F(t)$ kan hentes fra Figur 14.



Figur 14 - Kraften $F(t)$ avhenger av den egenfrekvensen til gulvet (Hamm et al., 2010)

2.8.7. Statisk nedbøyningstest

I følge Kolstad og Homb (2009) er statisk nedbøyningstest med en 1kN-punktlast en metode som blir brukt for å si noe om komforten man opplever når man går på et gulv.

Nedbøyningen kan si noe om hvor ubehagelig vibrasjonene som oppstår fra normal gange oppleves og testen brukes derfor til å vurdere om et element er akseptabelt under bruksgrensekriterium.

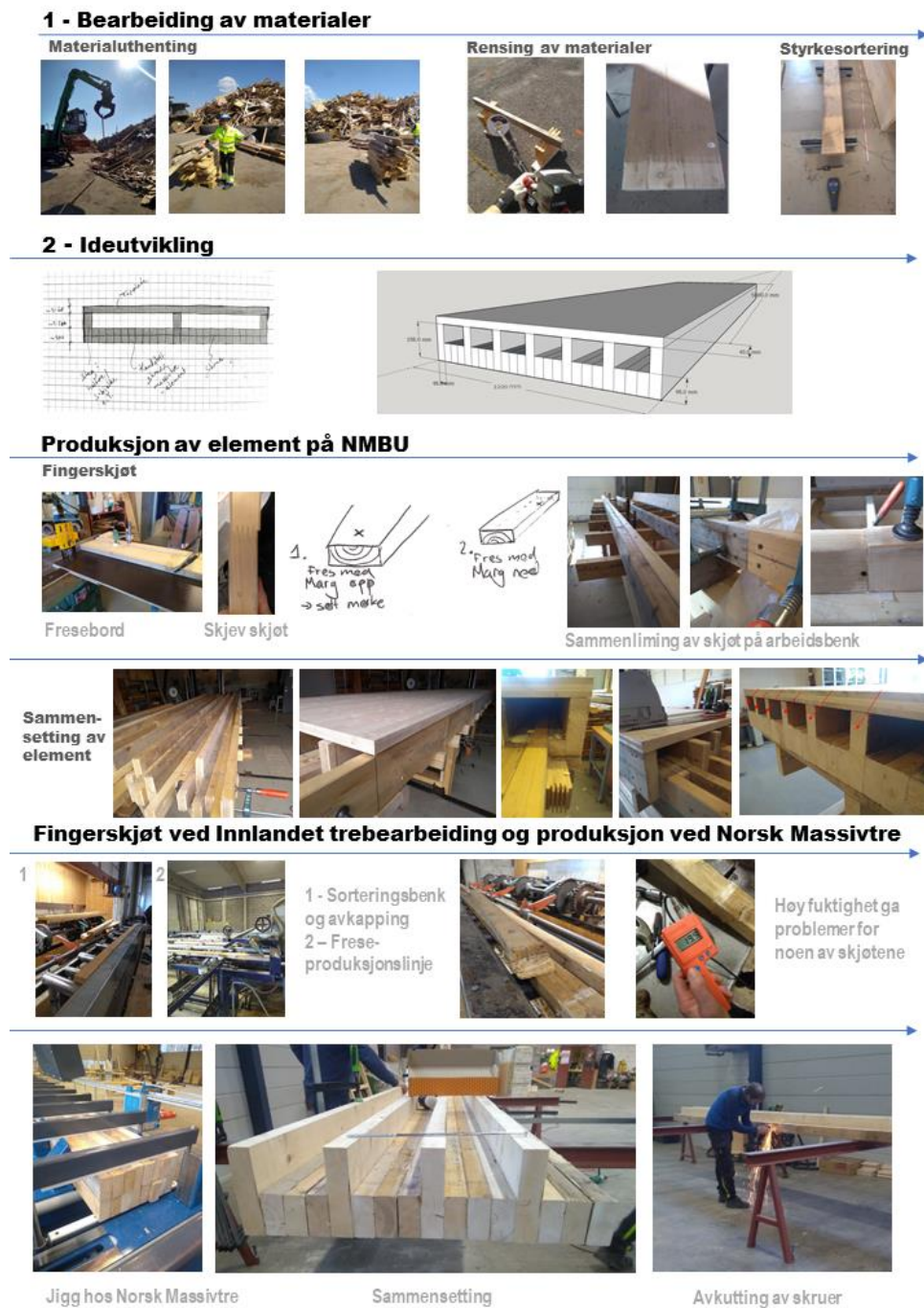
I standarden NS-EN 16929:2018 for «Prøvmåter og bestemmelse av vibrasjonsegenskaper for tregulvsystemer», er det beskrevet et testoppsett for å finne nedbøyningen under en statisk punktlast. Testoppsettet går ut på å påføre en punktlast fra maskin, fra en person som står stille på gulvelementet, eller fra andre passende permanente laster. Punktlasten skal påføres i det mest kritiske punktet på gulvet og formen til punktlasten skal beskrives i resultatene. Deretter skal nedbøyningen måles med et passende måleapparat. Det står ikke noe om belastningstid i standarden (Norsk Standard, 2018b).

I Anneks A i rapporten «Vibrasjonsegenskaper til dekker av massivtre» er det også beskrevet en metode for gjennomføring av statisk nedbøyningstest. Her skriver Homb (2008) at konstruksjonen bør «påføres en korttids forlast i 2-6 min. med aktuell brukslast før gjennomføring av nedbøyningsmålingene» og at anbefalt lastvarighet for punktlasten på 1kN er 20 sekunder.

3. Metode

3.1. Bearbeiding av materialer og produksjon av element

Figur 15 viser en tidslinje over produksjonen av elementene.



Figur 15 - Tidslinje for produksjon av elementer

3.1.1. Designidé

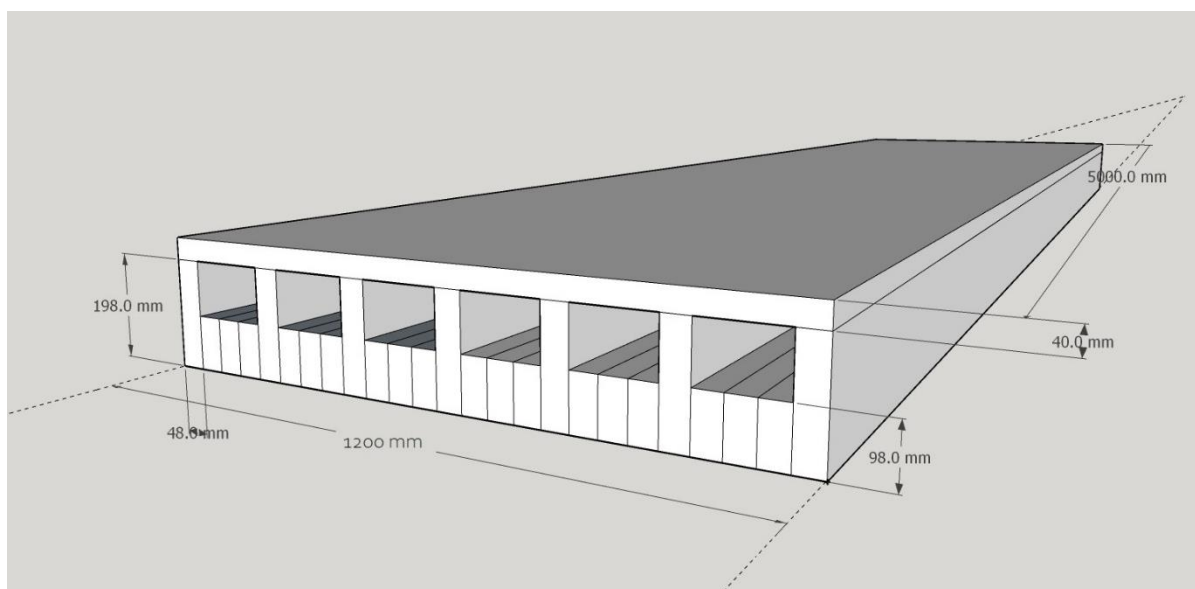
Det var ønskelig å designe og montere tre testelementer som kunne testes for relevante bruksgrensekraav for etasjeskillere.

I prosessen med å finne ut av hvordan elementet best kunne monteres, ble det arrangert en befaring til Norsk Massivtre. Norsk Massivtre leverer prefabrikkerte bygningsdeler som produseres på en måte som kunne tenkes å la seg inspirere av i produksjonen av den sirkulære etasjeskilleren. Istedenfor å lime lameller på tvers, skrur nemlig Norsk Massivtre lamellene sammen i samme retning. De produserer altså skrudde kantstilte elementer istedenfor krysslimt tre (CLT).

Mye av returtrevirket som er tilgjengelig er ikke langt nok til å produsere elementer i de dimensjonene som var ønsket i dette prosjektet. I kantstilte elementer kan man buttskjøte plank og passe på at skjøtene ikke ligger over hverandre. Dette er slik Norsk Massivtre produserer sine elementer. I dette prosjektet var det ønskelig å utforske hvordan det ville la seg gjøre å fingerskjøte returtrevirke slik at en kunne utnytte de kortere dimensjonene på en god måte.

Ideen bak elementet var det Kristine Nore og Ivar Ranghildstveit fra Omtre som sto bak. Skissen som er vist i Figur 15, ble utformet og tatt utgangspunkt i under videre arbeid med tredekket. Tanken var at noen høyere avstivere eller steg i et kantstilt skrudd element ville gi bedre egenskaper, være ressursbesparende og at hulrommene for eksempel ville kunne utnyttes til ledningsføring, isolasjon eller lyddempende materialer.

Det ble bestemt at det skulle brukes 7 stk. 48x198-mm plank, 18 stk. 48x98-mm plank og en TEWO KL-3 plate i krysslimt tre med 3 lameller som til sammen var 40 mm tykk som topplate. Platen var 1.2 m x 5.05 m stor. En modell av elementet ble tegnet i SketchUp Pro og er vist i Figur 16.



Figur 16 - Modell av element

Materialer til element 1 ble fingerskjøtt ved NMBU og elementet ble også satt sammen på universitet. Produksjonen av element 2 og 3 ble gjennomført hovedsakelig ved Norsk Massivtre og ved Innlandet trebearbeiding (ITB).

I Tabell 4 er det gitt en oversikt over produksjonsmetoder for de ulike elementene.

Tabell 4 - Oversikt over elementer og sammensetting

Element 1	Element 2	Element 3
Produsert på NMBU	Produsert ved Norsk Massivtre	Produsert ved Norsk Massivtre
Fingerskjøtt på NMBU - ca. 300 stk 5x100 mm	Buttskjøtt	Fingerskjøtt ved ITB
28 stk. 40 cm-skruer	60 stk. 40 cm-skruer	35 stk. 40 cm-skruer

3.1.2. Materialuthenting

Det ble utført en plukkanalyse hos Ragn-Sells i Moss for å finne materialer som kunne brukes i elementene. Avdelingen i Moss er ikke en gjenvinningsstasjon for privatpersoner, men containere leies ut og hentes fra både næring og privatpersoner (Ragn-Sells, 2022). Trevirke som ikke er impregnert blir levert i en stor haug som vanligvis blir omgjort til oppvarmingspellets.

Det var relativt tungvint å hente trevirke fra haugen. På tross av dette var det mulig å finne mye godt trevirke. Det var hovedsakelig plank i dimensjonene 48mm x 98mm, 48mm x

148mm og 48 x 198mm som var aktuelt. Avgjørelsen på om det skulle brukes 48x148mm eller 48x198mm som steg i elementet var enda ikke tatt ta materialene ble plukket ut.

I tidslinja i Figur 15 er haugen med trevirke på gjenvinningsstasjonen vist. En kran bidro til å plukke én og én planke fra haugen og plank som lå ytterst kunne plukkes ut manuelt.

Planken som ble sortert ut fra Ragn-Sells i Moss, hadde en del spiker og skruer i seg. Mye materialer så ut til å være brukt til for eksempel forskalingsbord. Dersom det var mye sement på planken, var den litt mindre attraktiv fordi en fingerskjøtfres eller sag ville kunne bli ødelagt av sementrester.

3.1.3. Rensing av materialer

For de materialene som ikke hadde for mye sementrester, men en del metall, ble det utført en jobb med å fjerne skruer og spiker manuelt. For å se om det var noe metall som ikke var synlig ble det benyttet en metalledetektor av typen C.S.3MX C.SCOPE. Fordi metalledektoren kan reagere på asfalt, ble planken løftet opp fra bakken under undersøkelsen. Metalledektoren ga fra seg en pipetone dersom den ble ført over metall.

I tillegg til å fjerne spiker og skurer, ble enden på en del av planker slipt ned med sandpapir slik at sementstøv ikke skulle ødelegge fresen. Dette var også en oppgave som gjorde prosessen med å klargjøre materialene mer omfattende.

3.1.4. Styrkesortering

Materialene ble visuelt styrkesortert etter NS-INSTA 142:2009. (Norsk Standard, 2009) Mange av plankene var allerede markert med styrkesorteringsgrad og det gikk ut ifra at disse merkene fortsatt var gjeldene. Det ble besluttet å bruke materialer av klasse C24 eller høyere. En del materialer ble sortert ut fordi de var av lavere kvalitet enn C24 eller hadde sprekker og eventuelt andre skader. De to viktigste momentene for å sortere ut plank var at det enten sto det C18 på den eller at det var kantkvist større enn 1/3 av kanten.

Deler av materialene ble også styrkesortert maskinelt. Skogfag ved fakultetet MINA hadde tilgang til en automatisk håndholdt styrkesorterer av typen Brookhuis. Styrkesortereren er godkjent som maskinell styrkesorterer etter EN14081 (Brookhuis, 2022). Den har en hammer og en lydopptaker som fanger opp frekvensen fra lydsignalet. Fra dette ga styrkesortereren bøyefasthet når dimensjoner, vekt og fuktighet er oppgitt. Fuktigheten ble ikke målt, men antatt til å være 12%. For å bruke styrkesortereren kreves det en jevn endeflate på planken. Fordi noen materialer allerede var frest opp til fingerskjøter før styrkesorteringen startet, og

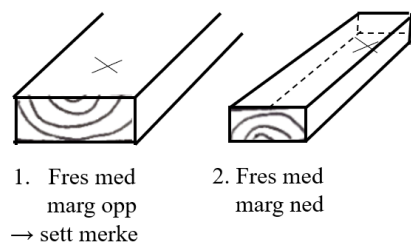
fordi det var begrenset med tilgang på materialer, ble det ikke foretatt nye målinger av disse materialene. En annen utfordring med styrkesorteringen var at den kun fungerer på plank som er mellom 1 og 10 meter. En del av plankene var under 1 m og kunne derfor ikke sorteres maskinelt. På tross av dette ble de fleste 48x198mm-plankene likevel styrkesortert.

3.1.5. Fingerskjøt og produksjon ved NMBU

For å lage fingerskjøtt materiale, ble det investert i et fingerskjøttstål som kunne festes på fresen på tremekanisk verksted på NMBU. Fresen er produsert av Wadkin Bursgreen.

Fresebordet og skyvebordet som hørte til ble for høyt til at planken fikk plass, og det ble derfor laget et improvisert skyvebord. For at planken som skulle fresas skulle holdes på plass ble det brukt en presse og en tvinge montert på en fastskrudd planke. En ekstra sikkerhet ble også opprettholdt ved at en kloss ble skrudd fast slik at fresestålet ble dekket av klossen mens en planke ble frest. I Figur 15 er det et bilde av fresebordet.

Til å begynne med ble skjøtene litt skjeve. Fresestålet ble derfor justert litt og planken ble lagt inn først med margin opp og på den andre siden med margin ned. Den siden som ble frest med margin opp ble markert med et kryss for å holde orden på rekkefølge i skjøtsammensettingen. En forklaring av metoden for fresingen er gitt i Figur 17.



Figur 17 - Metode for fresing

En arbeidsbenk for montering ble satt sammen. Den ble forsøkt satt sammen med en overflate som var helt i vater og en rettholt ble brukt til å skru fast noen kryssfinerbiter som det skulle være mulig å tvinge fast planken til. Bordet var litt lenger enn 5.05 meter og det ble montert plank som lå etter hverandre med en 40 cm avstand. Hensikten med å montere plank med denne avstanden var at man kunne bruke disse plankene som utgangspunkt for hvor skruene skulle plasseres på elementet.

To rader med plank ble limt sammen på samme tid for å kunne presses mot hverandre. For å få stort nok trykk på limet, ble det brukt fire skruer rundt skjøten. På grunn av dette var det hensiktsmessig at skjøtene ikke lå der 40 cm-skruene skulle inn senere. For å beskytte

planken mot lim, ble det brukt bakepapir mot planken som lå bak eller foran skjøten. Se Figur 18 og Figur 19 for bilder av limingsprosessen. I tillegg ble det benyttet flere tvinger og en hammer for å passe på at plankene lå jevnt mot hverandre. Det var i noen tilfeller utfordrende å få dette til, spesielt hvis skjøten lå nært opplagerplankene som i Figur 20.



Figur 18 - Arbeidsbenk med plank som skal limes



Figur 19 - Sammenliming av fingerskjøt

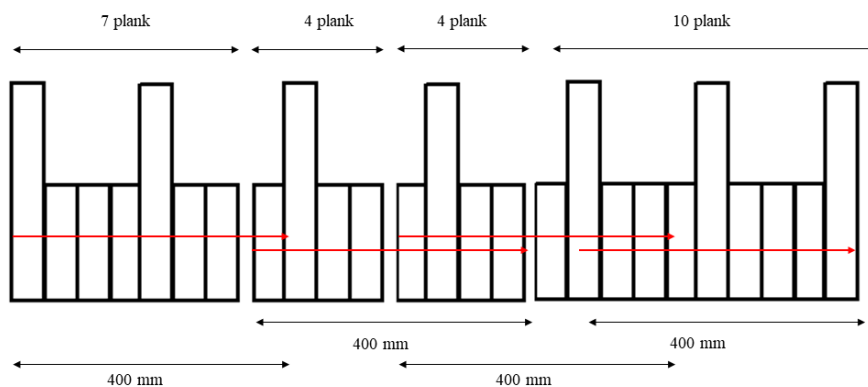


Figur 20 - Ujevn fingerskjøt

Limet som ble brukt var av typen BOSTIK TRELIM 800 POLYURETAN 0,5L (Bostik, 2016). Under limingen ble det brukt rundt 0.25 L med lim. Skruene var av typen treskure ESSDRIVE 5X100 CS A-100 med senkehode og Corraseal overflatebehandling i korrosjonsklasse C4. (ESSVE) Det ble brukt rundt 300 skruer til ett element.

Etter limingen av 18 48x98mm-plank og 7 48x198mm-plank, kunne monteringen av elementet starte. Med assistanse fra Norsk Massivtre, Omtre og interne ressurser ved NMBU gikk monteringen relativt hurtig.

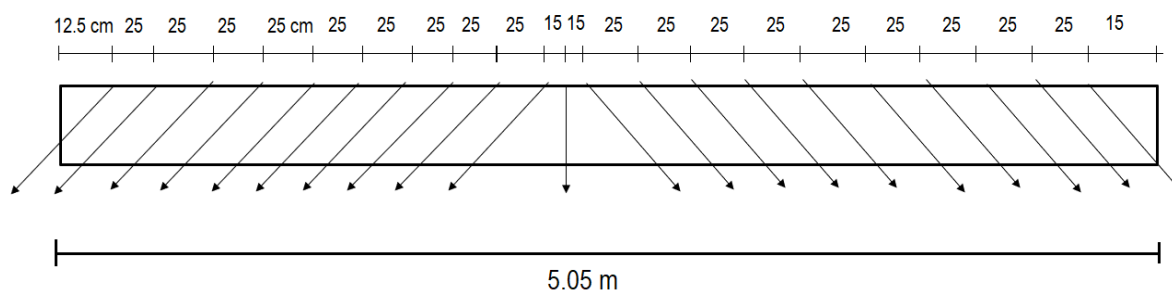
Først ble det plassert 10 planker på bordet. Plankene var markert med slutt og start slik at ingen av skjøtene skulle treffe de underliggende bordene. Plankene ble holdt fast med tvinger og det var viktig at de lå så jevnt som mulig. Deretter ble det skrudd 8,0x400 mm Heco-topix-skruer for hver andre underliggende planke. Det vil si at det var ca 80 cm mellom hver forbindelse. Til sammen var det 7 skruerader. De første skruene ble skrudd på venstre side av de underliggende plankene og 8 cm inn i de ytterste elementene. Så ble det satt på fire planker til, og en ny rad med skruer ble skrudd på høyre side av den underliggende planken. Deretter ble det plassert fire nye planker og skrudd på venstre side, og til slutt ble det plassert syv plank og skrudd på høyre. En illustrasjon av skrueprosessen er gitt i Figur 21.



Figur 21 - Skruesystem for element 1

Etter elementet var skrudd sammen, ble topplata ble plassert på toppen. Plankene var ikke nøyaktig 5.05 m og måtte kappes av etter plata. En dykksag ble først brukt til å kutte et rett snitt. Deretter ble resten sagt av med håndsag. På den ene siden var det en spiker som var satt litt lenger ut enn planlagt. At det ble brukt håndsag gjorde at kanten på elementet ikke ble helt rett. Bilder av dette er vist i tidslinja i Figur 15.

Deretter ble platen skudd på med samme skruer som ble brukt i fingerskjøten. For hver 48x198 mm-rad ble det skrudd 21 skruer med mellomrom som vist i Figur 22. Skruene ble skrudd ned i avstiverne som vist i Figur 23.



Figur 22 - Påskruing av topplate



Figur 23 - Påskruing av topplate

3.1.6. Fingerskjøt ved ITB og produksjon ved Norsk Massivtre

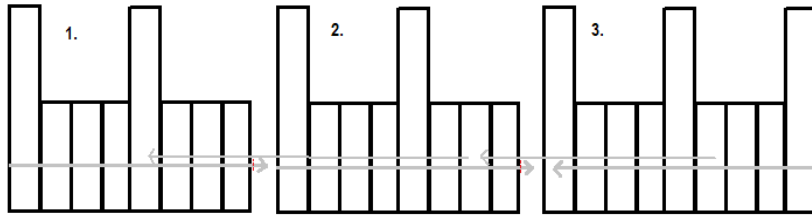
Materialene til element 2 og 3 ble klargjort ved NMBU og fraktet til Brumunddal for fingerskjøting. Krav fra Innlandet trebearbeiding (ITB) var at materialene skulle være fullstendig frie for metall, tørket til 13-18 % fuktighet og i lengder på 1.8 meter. I tillegg burde de være styrkesortert til C24. Materialene var rensset for metall så godt det lot seg gjøre med brekkjern, skrutrekker og hammer. Materialene ble ikke tørket til riktig fuktighet, men hadde ligget under tak. All planken var heller ikke styrkesortert med Brookhuis strykesorteren, men også flere av disse materialene hadde markeringer som viste at de var C24. For å være sikre på at det ikke var noe metall i materialene som ble fingerskjøtt, ble det gjennomført en ekstra sjekk av materialene med metalldetektor hos Innlandet trebearbeiding med den samme metalldetektoren benyttet tidligere.

Det var nok av 48x98mm-materialer til to elementer, men knapt med 48x198mm-plank, og spesielt i lengdene 1.8 m. Fordi det ikke var nok 48x198mm-materialer til et element, ble overskuddsmaterialer fra Innlandet trebearbeiding brukt i stegene istedenfor returtrevirke fra Ragn-Sells. Disse materialene var styrkesortert til C24.

Innlandet trebearbeiding er en av fem bedrifter i Norge med en fingerskjøtt-produksjonslinje som er CE-godkjent av treteknisk i henhold til NS-EN15497 (Treteknisk, 2022). Materialene kappes og sorteres manuelt før de blir frest til, varmet opp til riktig temperatur og deretter limt sammen. Etter limpåføringen presses skjøtene sammen med en gitt trykkfasthet. Det ble fingerskjøtt 25 5,1-meters lengder i 48x98mm og 7 lengder i 48x198mm.

En del av materialene ble ødelagt i sammenpressingen fordi fuktigheten var for høy. Flere av disse materialene hadde fuktigheter på godt over 18%.

Ved Norsk Massivtre i Valdres ble element 3 med fingerskjøtte lengder satt hurtig satt sammen. Fordi jiggen ikke hadde plass til hele elementet på en gang, ble det delt i 3 delelement der de to første delelementene besto av 8 plank og det siste besto av 9. Materialene ble lagt i riktig rekkefølge i jiggen og for at pressa skulle få presset alt godt nok sammen, ble det stablet to lag med 48x98mm-plank ved siden av 48x198mm-avstiverne. Hvert delelement ble skrudd sammen med ca. 80 cm i skrueavstand og etter at et delelement var sammenskrudd, ble lag 2 med 48x198 mm-plank ble tatt av.



Figur 24 - Sammenskruing ved Norsk Massivtre

Ett og ett delelement ble flyttet til et bord som hadde plass til et fullt element. Fordi skruene er 40 cm lange, gikk de igjennom de to første elementene som med 8 plank ble 384 mm brede. Den delen av skruene som stakk ut, ble frest av. Etter skruene i delelement 1 ble kuttet av, ble delelement 2 skrudd fast i delelement 1. Det ble til sammen benyttet 35 skruer i det første (fingerskjøtte) elementet. Metoden for sammenskruing er illustrert i Figur 24.

Elementet med buttskjøt tok en god del lenger tid å sette sammen fordi det måtte sorteres ut riktige lengder slik at det ble færrest mulig skjøter. Norsk Massivtre pleier å ha en skruer på hver side av en skjøt og 1.4 meter mellom hver skjøt. Med korte lengder ble dette vanskelig å opprettholde. Mye av de lengere materialene var allerede brukt opp i det fingerskjøtte elementet og det var heller ikke nok 48x198mm-returtrevirke til et helt element. Istedenfor ble det derfor benyttet 45x195-mm-plank som Norsk Massivtre hadde tilgjengelig. Disse materialene var ifølge Arild Øvergaard i kvaliteten T15 (telefonsamtale 28. januar 2022). I dette elementet ble det benyttet 60 skruer fordi det måtte skrues ved hver skjøt. Som følge av at det ble benyttet andre dimensjoner enn 48x198mm, ble elementet noen mm kortere enn topplata, og noen mm lavere enn de to første elementene. I tillegg ble det satset på å lage akkurat 5.05 meters-lengder, noe som førte til at elementet heller ikke ble like langt som topplata fordi noen lengder ikke ble lagt opp helt symmetrisk.

Topplata på begge elementene produsert ved Norsk Massivtre ble skrudd på etter samme metode som elementet produsert ved NMBU.

3.2. Nedbøyningstest

Nedbøyningstesten ble gjennomført i henhold til NS-EN 16929:2018 «Prøvningsmetoder - Tregulvsystemer - Bestemmelse av vibrasjonsegenskaper» (Norsk Standard, 2018b).

Ifølge standarden må lufttemperaturen og den relative fuktigheten i testlokalet registreres. I tremekanisk verksted, som ble brukt som testlokale, skal det alltid være 65% relativ luftfuktighet og en temperatur på 20 grader celsius.

Dimensjonene til elementet måtte også måles. Høyden til elementet skulle måles med en millimeters nøyaktighet og lengde og bredde med 10 millimeters nøyaktighet.

Høydemålingene skulle ikke gjøres nærmere enn 150 mm fra endene.

Fuktigheten til elementet ble testet med en elektrisk motstandsmåler av typen Delmhorst etter EN 13183-2:2002 (Norsk Standard, 2002b). Ifølge standarden skulle fuktigheten måles i fiberretning, med mindre noe annet var oppgitt i manualen til motstandsmåleren. Det skulle heller ikke være bark, kvist eller skader der fuktmålingen skulle gjennomføres. Fuktprosenten skulle deretter leses etter 2-3 sekunder. Fuktighetsmåleren ble plassert som vist i Figur 25 og Figur 26 og det ble gjennomført 3 målinger av hver lamell på den siden av elementet som var plassert mot midten av rommet. I den krysslimte TEWO-plata ble det gjennomført tre målinger i hver lamell. På siden som var plassert mot utgangsdøra (mot sør), ble ca. 1/3 av lamellene testet på samme måte. I tillegg ble fuktigheten til de ytterste lamellene målt midt på elementet.



Figur 25 - Fuktmåling



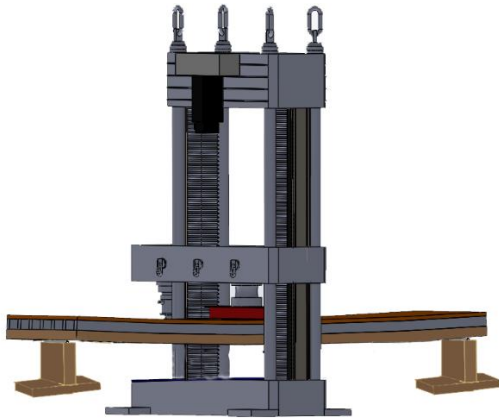
Figur 26 - Fuktmåling 2

Ifølge NS-EN 16929:2018 skulle massen til elementet måles med en vekt som har en nøyaktighet på 1%. Dette viste seg å være vanskelig å gjennomføre i praksis fordi en vekt som kunne ta store nok laster ikke var tilgjengelig.

Det ble designet et testoppsett der elementet var fritt opplagt med et spenn på 4.85 meter. Opplagerne ble laget i trevirke og det var festet en stålsylinder til toppen slik at arealet som elementet traff skulle være lite. På denne måten ville man unngå at fiberne i trevirket ble trykt inn ved opplager. For å beskytte testmaskinen fra elementene ble det montert treplater til maskinen.

Figur 27 og Figur 28 illustrerer testoppsettet. En last på 1kN ble påført midt på elementet der nedbøyningen var forventet størst. Lastcellen var koblet til en I-bjelke i stål med en påsveiset

sylinder som skulle presse ned mot elementet. Figur 29 viser hvordan bjelken var festet til testmaskinen. Testmaskinen var en Zwick Z1200E.



Figur 27 - Testoppsett for nedbøyningstest

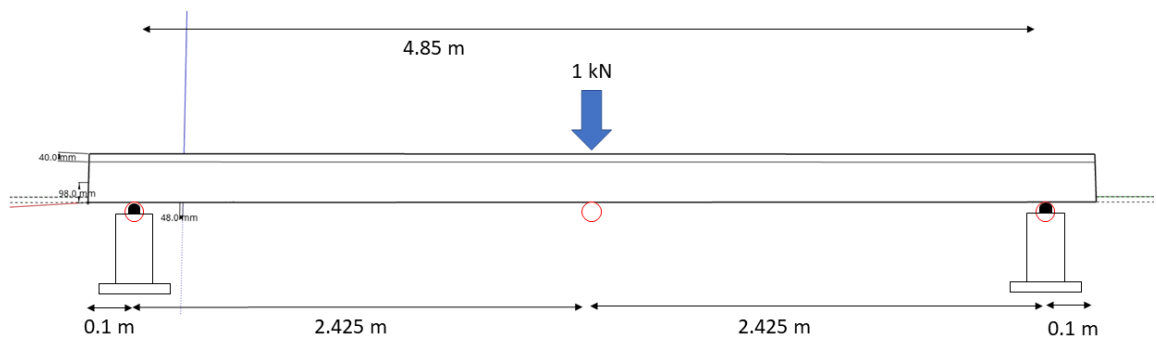


Figur 28 - Testoppsett for nedbøyning



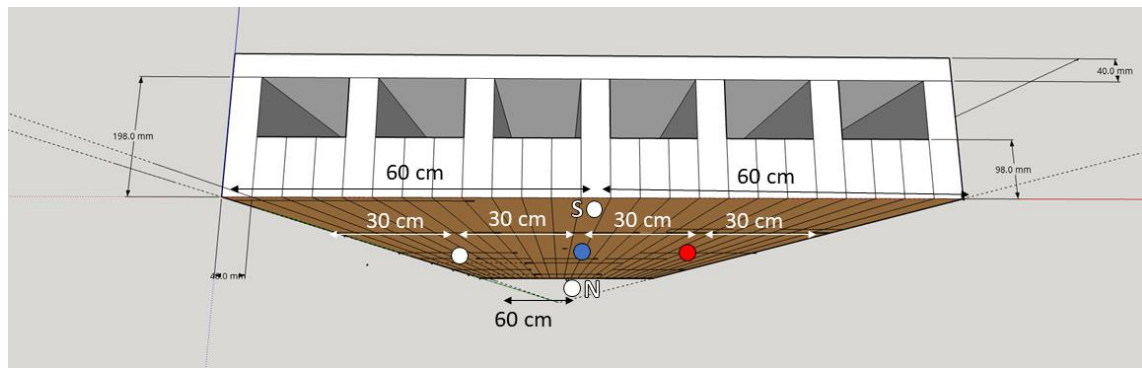
Figur 29 - Bjelke til linjelast

Fordi elementet var 5.05 meter, ble linjelasten påført 2.525 meter fra starten av elementet og 2.425 meter fra opplagerne. Opplagerne ble plassert med 10 cm avstand til endene for å sikre at elementene ikke kunne falle av under testen. Se Figur 30.



Figur 30 - Testoppsett, avstander

Det ble plassert en deformasjonsmåler/sensor på hver av opplagerne og tre deformasjonsmålere under linjelasten. Sensoroppsettet er forklart i Figur 31, Figur 32 og Figur 33, der det er 30 cm avstand mellom de 3 sensorene i midten og sensorene ved opplagerne er plassert i sentrum av elementet. Sensorene under linjelasten er markert som rød, blå og hvit sensor og sensorene ved opplagerne er kaldt sensor sør (S) og sensor nord (N). Sensorene under midten er av typen Heidenhain og er koblet til Zwick-maskinen. Sensorene ved opplagerne var av typen LDT AEP 50 mm og var koblet til mottakeren Quantum x mx840B. Begge sensorene stilles inn med en målehastighet på 50 Hz, men dataen ble prosessert av to ulike datamaskiner. Dataene fra opplagerne ble prosessert med Catman Easy V5.2.1 og dataen fra Zwick z1200 ble prosessert med testXpert III.



Figur 31 – Sensoroppsett



Figur 32 - Sensor ved opplager



Figur 33 - Sensorer under linjelast

Før målingene ble gjennomført ble sensorene nullstilt. For å se at deformasjonsgiverne ved opplagerne målte riktig, ble det gått litt rundt på toppen av elementet. Deformasjonen fra deformasjonsmålerne i midten ble da omtrent $\div 200 \mu\text{m}$ og deformasjonsmålerne ble derfor nullstilt enda en gang før testen kunne starte. Dette ble kun gjennomført på element 3 som var det første elementet som ble testet fordi man gikk ut ifra at sensorene fortsatt målte riktig ved testing av element 1 og 2.

Som angitt i NS-EN 16929:2018 skulle nøyaktigheten til linjelasten skulle være på 0.1 %. Det skulle gjennomføres tre målinger av nedbøyninger fra linjelasten, der standarden angir at forskjellen mellom målingene ikke skal være større enn 5 %. Dersom forskjellen skulle vise seg å være større enn dette, måtte testen gjennomføres to ganger til. Lasten ble påført med en hastighet på 100 N/sek og når den nådde 1kN, ble det foretatt målinger i 1 minutt før lasten ble tatt av igjen med samme hastighet. Mellom hver måling skulle det gå minimum 1 minutt.

Under testing av element 2, økte lasten til litt over 1kN selv om det skulle være den maksimale lasten. For å unngå at dette skjedde på nytt, ble lasten påført med en hastighet på 50 N/sek for de resterende testene.

Gulvet på trelabben heller litt mot øst og elementene er ikke helt plane. Dette førte til at deler av elementet ikke ble belastet under linjelasten. For å løse dette ble det lagt 3 mm treplater under opplagerne. Videre ble det forsøkt med trebiter under linjelasten, men dette ga upålitelige resultater. I stedet ble en gummislange lagt under linjelasten.

Etter å ha observert at det ikke ble store nedbøyninger ved 1kN, ble det bestemt at lasten kunne økes til 5 og 9 kN for å bedre kunne estimere elastisitetsmodul. Element 1 og 2 ble derfor også testet under 5 kN, men denne gangen med en belastning på 5 mm/min. Makslast ble opprettholdt i 10 sekunder, og deretter ble elementet avlastet med 5 mm/min.

Belastningshastigheten ble valgt fordi det er gitt i NS-EN 408:2010 at belastningen for test av global E-modul skal gjennomføres med en deformasjonsbestemt belastningsform.

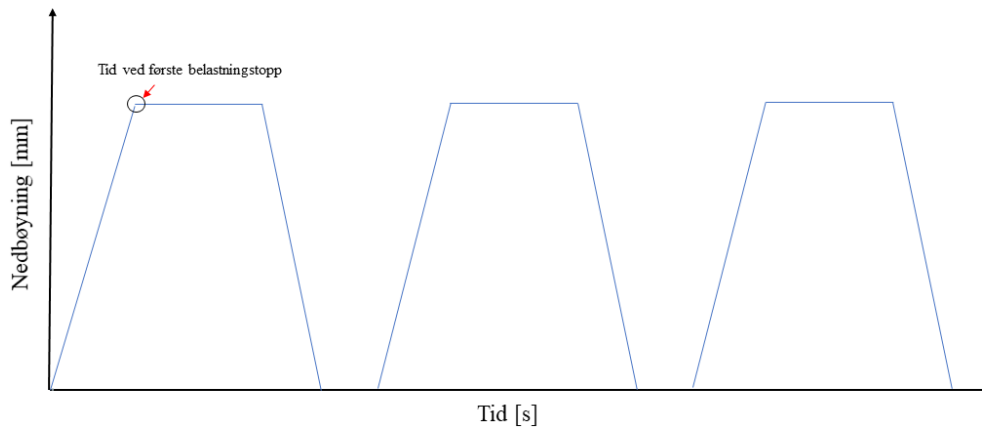
For å få flere nedbøyningsresultater fra last under 1 kN ble det hentet ut nedbøyningsverdier ved 1 kN-last fra testene som ble kjørt til 5 og 9 kN. I tillegg ble det hentet ut nedbøyningsverdier ved 2 kN for å kunne si noe om oppnåelse av nedbøyningskrav fra Hamm et al. (2010)

Tabell 5 gir en oversikt over alle testene som ble gjennomført og litt informasjon om hvilke justeringer som ble gjennomført. De testene som er markert i rødt ga mindre gode resultater og er derfor ikke presentert i resultatene.

Tabell 5 - Oversikt over tester og elementer

Element x, test x	Type test
Element 1, test 1	1 kN, 50 N/s, gummislange
Element 1, test 2	5 kN, 5 mm/min, gummislange, friksjon
Element 1, test 3	5 kN, 5 mm/min, gummislange
Element 1, test 4	9 kN, 5 mm/min, gummislange
Element 2, test 1	1 kN, 100 N/s, justering av opplagere med 3 mm treplater, last over 1 kN
Element 2, test 2	1 kN, 50 N/s
Element 2, test 3	1 kN, 50 N/s, trebiter under lastcelle
Element 2, test 4	1 kN, 50 N/s, gummislange
Element 2, test 5	1 kN, 50 N/s, gummislange, sensorbytte
Element 2, test 6	5 kN, 5 mm/min, gummislange
Element 2, test 7	5 kN, 5 mm/min, gummislange
Element 3, fortest	1 kN, 100 N/s, posisjonsbestemt
Element 3, test 1	1 kN, 100 N/s, lastbestemt
Element 3, test 2	1 kN, 100 N/s, lastbestemt

Fordi dataen fra sensorene ved opplagerne og fra sensorene under midten av elementet gikk til to ulike datamaskiner og ble startet manuelt, var det en tidsdifferanse mellom de to datasettene. For å finne denne tidsdifferansen, ble nedbøyning plottet mot tid og tidspunktet for første lasttopp ble hentet fra de to datasettene. En illustrasjon av dette er gitt i Figur 34.



Figur 34 - Tid ved første belastningstopp

For å finne nedbøyningen ble en median-verdi for målingene av deformasjonene brukt. Deformasjonen økte litt i løpet av tidsperioden elementet var under 1 kN-belastning, og av den grunn ble det valgt å bruke en medianverdi istedenfor en gjennomsnittsverdi. Medianverdiene ble kalt $d_{rød}$, $d_{blå}$, d_{hvit} , $d_{sør}$, d_{nord} . Gjennomsnittsverdien til de tre median-målingene under linjelasten brukt som verdi for nedbøyning under linjelasten:

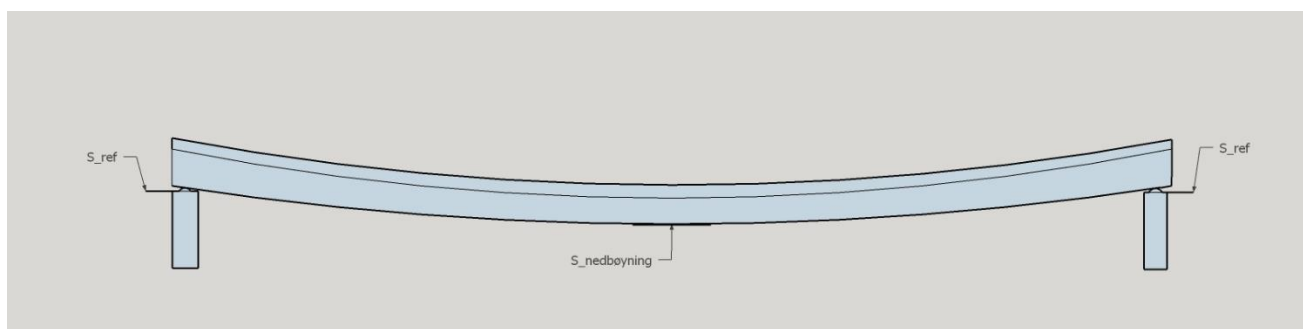
$$S_{nedbøyning} = \frac{d_{rød} + d_{blå} + d_{hvit}}{3} \quad (36)$$

En gjennomsnittlig verdi for de to median-verdiene til deformasjonen under opplagerne ble også regnet ut og den totale deformasjonen ble da:

$$S = S_{nedbøyning} - S_{ref} = S_{nedbøyning} - \frac{d_{sør} + d_{nord}}{2} \quad (37)$$

Videre blir den totale deformasjonen kalt midlere maksimale nedbøyning.

Se Figur 35 for en forklaring av $S_{nedbøyning}$ og S_{ref} .



Figur 35 – Deformasjonsgivere

Etter første deltest var det noe permanent deformasjon som gjorde at nedbøyningen ved deltest to og tre ble litt større. Denne permanente nedbøyningen var såpass liten at den ikke ble tatt hensyn til under beregning av midlere maksimale nedbøyning fra deltest to og tre. Under testene som ble gjennomført med 5 og 9 kN belastning var den permanente nedbøyningen større og ble derfor trukket fra under beregningen av nedbøyningen fra deltest to og tre.

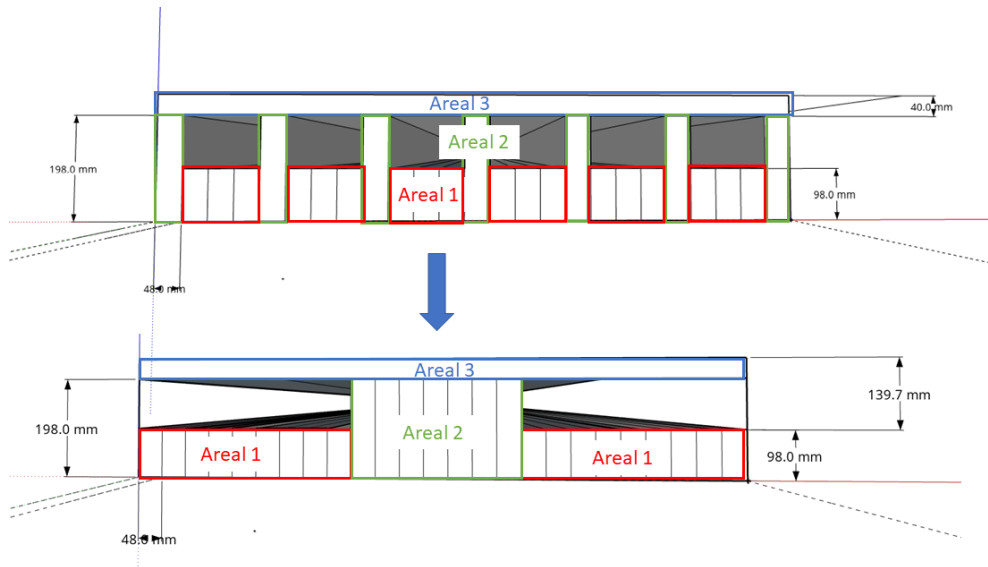
3.3. Håndberegninger

3.3.1. Hjelpemidler

Håndberegningene ble utført med Google Colaboratory. Dette programmet kombinerer kodespråket Python med tekst og bilder. Datasettene med nedbøyningsresultater ble analysert i MATLAB og Microsoft Excel.

3.3.2. Teoretisk effektivt annet arealmoment, bøyestivhet og E-modul

Effektivt annet arealmoment og effektiv bøyestivhet ble regnet ut etter gamma-metoden som forklart i kapittel 2.6.2. Først ble annet arealmoment, I_{CLT} , og bøyestivhet, EI_{CLT} , for KL-plata regnet ut etter gamma-metoden for krysslimte elementer som gitt i Pro-Holz (Wallner-Novak et al., 2014). Deretter ble det antatt at KL-elementet i topp var en sammenhengende del med et effektivt annet arealmoment lik I_{CLT} , at lamellene i bunn hang sammen som et element og at de syv stegene hang sammen i midten. Da kunne det sammensatte elementet deles i tre deler, der hver del ga sitt bidrag til effektivt annet arealmoment og effektiv bøyestivhet. Arealene er definert som illustrert i Figur 36 der summen av de røde arealene tilsvarer areal 1 og summen av de grønne arealene tilsvarer areal 2. Areal 3 er arealet som hører til KL-plata i topp.



Figur 36 - Arealer i beregning av annet arealmoment og nøytralakse

Formelen for effektivt annet arealmoment ble da:

$$EI_{eff} = E \left(\frac{b_1 h_1^3}{12} + \gamma_1 A_1 a_1^2 \right) + E \left(\frac{b_2 h_2^3}{12} + \gamma_2 A_2 a_2^2 \right) + EI_{CLT} + E_{CLT} \gamma_3 A_3 a_3^2 \quad (38)$$

Verdier for glidemodulen, K_{ser} , ble estimert etter formel (8) fra Ceccotti et al. (2007). Det ble også antatt at de mekaniske forbindelsesmidlene befant seg 218 mm og 50 mm fra x-aksen for de fingerskjøtte elementene og på 215 mm og 50 mm fra x-aksen for de buttskjøtte elementene. Dette var nødvendige antagelser for å finne a_1 , a_2 , a_3 og γ .

Elastisitetsmodulen for trevirket ble satt til 11 GPa, og for KL-elementet ble en E-modul regnet ut ved følgende formel:

$$E_{CLT} = \frac{E_0 + E_{90} + E_0}{3} \quad (39)$$

der E_0 og E_{90} er elastisitetsmodulen i lengderetning og tverretning. E_0 ble satt til 11 GPa og E_{90} ble satt til 0.69 GPa. I elementet som var buttskjøtt, var stegene i T15-materialer og E-modulen var derfor 11.5 GPa.

Den totale E-modulen ble beregnet ved å dele bøyestivheten på effektivt annet arealmoment:

$$E_{tot} = EI_{eff} / I_{eff}$$

3.3.3. Nedbøyning under 1kN og brukslast

Nedbøyningen fra en punktlast på 1kN og fra lastkombinasjoner for bruksgrensetilstand ble utregnet som beskrevet i kapittel 2.7. Bidraget fra skjærdeformasjon ble regnet ut ved formel (13) fra *Limtreboka* fordi denne ga størst verdi. Utregningene er gitt i vedlegg C.

Skjærmodulen ble satt til $E/16$. Det ble antatt at elementet oppførte seg elastisk og at det hadde et likt tverrsnittsareal over hele lengden. I beregningene ble det benyttet en bøyestivhet beregnet etter gamma-metoden. For det buttskjøtte elementet ble også bøyestivheten multiplisert med reduksjonsfaktoren gitt av Norsk Massivtre.

For å regne på nedbøyning under bruksgrensetilstand måtte lastkombinasjonen bestemmes, og for å gjøre det måtte flere konstanter defineres. Det ble antatt at gulvkonstruksjonen skulle være innendørs og fra NS-EN 1995 skulle klimaklassen da være 1. Av det følger også at k_{def} var 0.6. Fra NS-EN 1991-1-1 ble nyttelasten satt til 2 kN/m^2 fordi det ble antatt at brukskategorien var bolig. Det ble også lagt til en nyttelast for bevegelige skillevegger på 0.5 kN/m^2 . Verdien av ψ_2 ble definert fra NS-EN 1990 til 0.3.

3.3.4. Vibrasjoner

Vibrasjonsegenskaper og kriterier ble beregnet analytisk etter Eurokode 5, utkastet til ny Eurokode, formlene til Hu og Chui (2006), Hamm et al. (2010) og byggforskserien. Beregningene er gitt i vedlegg C. I alle beregningene ble bøyestivheten for et fingerskjøtt element beregnet med gamma-metoden benyttet.

I beregningene etter Eurokode 5 ble dempningsraten satt til 0.01. De anbefalte grenseverdiene a og b, relatert til nedbøyning og hastighetsrespons ble satt til henholdsvis 0.5 og 150. For å finne antall førsteordens-formfunksjoner med egenfrekvenser opptil 40 Hz, trengs forholdet mellom gulvets bøyestivhet parallelt og på tvers av bjelkeretningen. Forholdet ble satt til 1 fordi bøyestivheten parallelt med bjelkeretningen er ukjent og fordi det ga konservative resultater.

I beregningene etter utkastet til den nye eurokoden ble dempningsraten satt til 0.025, gangfrekvensen ble satt til 1.5 Hz og kraften fra en person som går ble valgt til 700 N. Videre ble konstantene $k_{e,1}$ og $k_{e,2}$ som kunne skalere opp egenfrekvensen satt til 1 fordi elementet bare spenner over et spenn.

I beregningene etter Hamm et al. (2010) ble det på samme måte som i beregningene etter Eurokode 5, antatt at forholdet mellom bøyestivhet i lengderetning og på tvers av

lengderetning er 1. I disse beregningene ble det gjort fordi b_w uansett blir lik den faktiske bredden og ikke b_{ef} som er den faktoren som avhenger av forholdstallet. Akselerasjonen ble ikke regnet ut fordi egenfrekvensen ble større enn 8 Hz.

Beregningene av egenfrekvens og nedbøyning i kravene gitt av Hu og Chui (2006) og Byggforsk (2011) ble gjennomført på samme måte som beregningene fra Eurokode 5 og utkastet til ny Eurokode.

3.4. Eksperimentell elastisitetsmodul og bøyestivhet

Det ble benyttet fire ulike metoder for å finne elastisitetsmodul og bøyestivhet fra eksperimentelle verdier.

Alle metodene tok utgangspunkt i formel (11) for nedbøyning uten skjærpåvirkningsleddet.

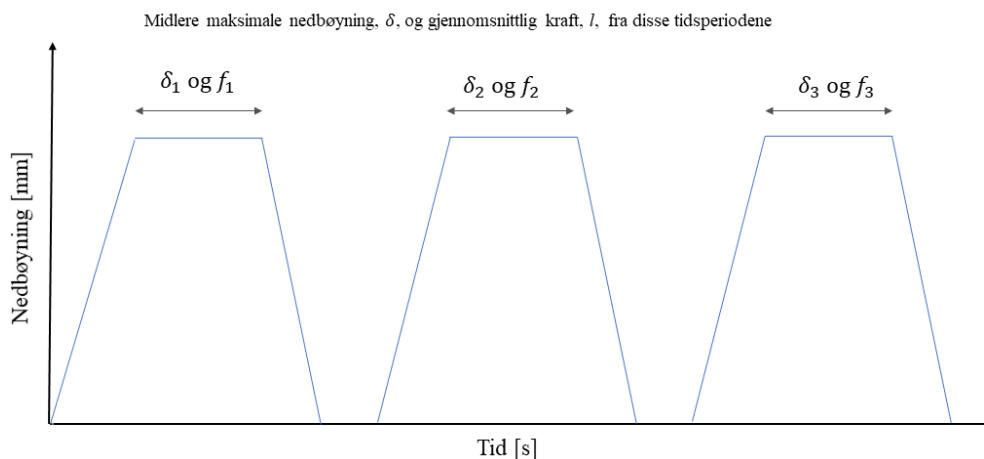
Formelen for elastisitetsmodul og bøyestivhet ble da:

$$E = \frac{fl^3}{48\delta l} \quad \text{og} \quad EI = \frac{fl^3}{48\delta}$$

(40)

I utregningen for E-modul, ble den analytisk beregnede verdien for effektivt annet arealmoment, I_{eff} , ble brukt. Variasjonen i metodene gikk på hvordan lasten f og deformasjon δ ble funnet.

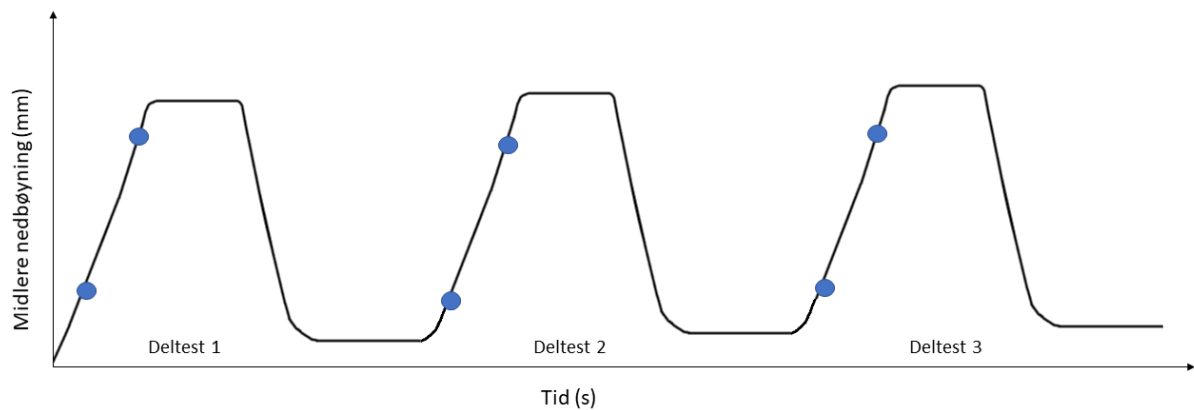
I metode 1 ble den midlere maksimale nedbøyningen og den gjennomsnittlige kraften fra tidsperioden elementet var under toppbelastning bruk. Se Figur 37 for illustrasjon.



Figur 37 - Midlere maksimale deformasjon og gjennomsnittlig kraft

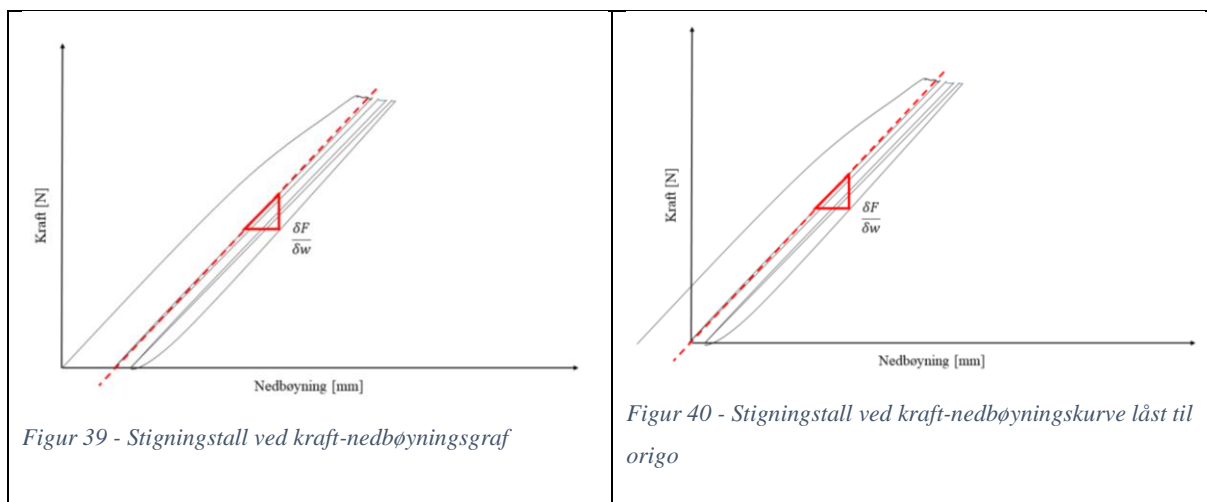
Metode 2 tok utgangspunkt i metoden for å finne global E-modul som er beskrevet i standarden NS-EN 408. Bøyestivheten ble funnet som beskrevet av Kleinhenz et al. (2021). Men istedenfor å bruke annet arealmoment lik $bh^3/12$, ble effektivt annet arealmoment fra gammametoden benyttet. Det ble ikke tatt hensyn til skjærdeformasjon i beregningene. Verdier for endring i nedbøyning og kraft, ΔF og Δw , ble funnet på tidspunktene ved to punkter under belastning som er markert i Figur 38.

Figur 38 - Midlere nedbøyning over tid - avlesningspunkt



Figur 38 - Midlere nedbøyning over tid - avlesningspunkt

Metode 3 og 4 tok utgangspunkt i stigningstallet til en regresjonslinje som fulgte deltest 2 i en kraft-nedbøynings-graf. Metodene ble bare benyttet på noen representative tester. Metodene skiller seg fra hverandre ved at regresjonslinja i metode 4 ble låst til origo. Se Figur 39 og Figur 40.



Figur 39 - Stigningstall ved kraft-nedbøyningsgraf

Figur 40 - Stigningstall ved kraft-nedbøyningskurve låst til origo

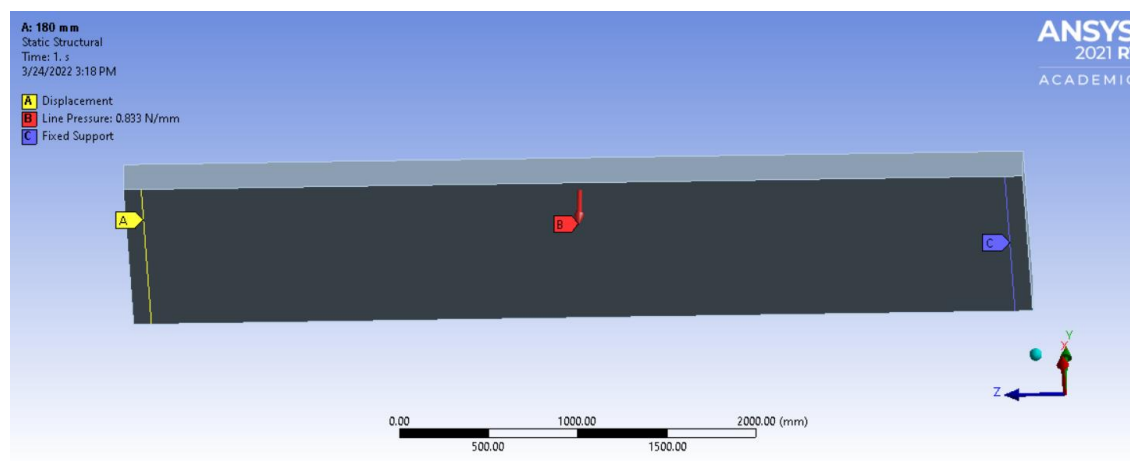
I Tabell 6 er en oppsummering av de ulike metodene gitt.

Tabell 6 - Formler for E-modul og bøyestivhet

	Elastisitetsmodul, E	Bøyestivhet, EI
Metode 1	$\frac{f_i l^3}{48 \delta_i I_{eff,y}}$	$\frac{f_i l^3}{48 \delta_i}$
Metode 2	$\frac{l^3 \Delta F}{48 I_{eff,y} \Delta w}$	$\frac{l^3 \Delta F}{48 \Delta w}$
Metode 3	$\frac{l^3 \delta F}{48 I_{eff,y} \delta w}$	$\frac{l^3 \delta F}{48 \delta w}$
Metode 4	$\frac{l^3}{48 I_{eff,y}} \left(\frac{\delta F}{\delta w} \right)_{\text{låst til origo}}$	$\frac{l^3}{48} \left(\frac{\delta F}{\delta w} \right)_{\text{låst til origo}}$

3.5. FEM-analyse

En numerisk forenklet modell ble utformet i ANSYS Workbench med egenskaper basert på håndberegningene av bøyestivhet og effektivt annet arealmoment for element som er fingerskjøtt. Elementet ble modellert som et homogent og isotopisk element, fritt opplagt over et spenn på 4.85 meter. For å modellere et fritt opplagt element med et spenn på 4.85 meter, ble det tegnet linjer 100 mm fra enden av elementet. Deretter ble det valgt at på den ene linja kunne elementet kun bevege seg fritt i z-retning og på den andre linja var opplagerbetingelsen at elementet var fast innspent. Et fritt opplagt element skal egentlig være innspent med et glidelager og et boltlager, men ved å velge at en linje er fast innspent, vil fortsatt hele elementet kunne rotere om linja, og det vil tilsvare et boltlager i 2D. Se Figur 41 for oppsettet.



Figur 41 - Grensebetingelser for FEM-modell

For at det forenklete elementet skulle tilsvare det analytiske elementet, ble det regnet ut en teoretisk tykkelse basert på elementets effektive annet arealmoment og bredde:

$$t = \left(\frac{I_{eff} 12}{b} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (41)$$

Bredden b og lengden L ble satt til henholdsvis 1.2 og 5.05 meter og kraften P ble satt til 1 kN. I tillegg ble det regnet ut en masse til elementet der det ble tatt hensyn til skruene, lufta og trevirket. Massen ble regnet ut slik:

$$m = V_{1,c24} \cdot \rho_{c24} + V_{2,c24} \cdot \rho_{c24} + V_{KL3} \cdot \rho_{KL3} + V_{skruer} \cdot \rho_{skruer} + V_{luft} \cdot \rho_{luft} \quad (42)$$

Der:

$$\rho_{c24} = 420 \text{ kg/m}^3, \rho_{KL3} = 430 \text{ kg/m}^3, \rho_{skruer} = 7500 \text{ kg/m}^3 \text{ og } \rho_{luft} = 1.225 \text{ kg/m}^3.$$

For at massen i ANSYS-modellen skulle stemme overens med de faktiske elementene, ble en teoretisk densitet regnet ut ved å dele den faktiske massen på volumet til modellen:

$$\rho_{forenklet} = \frac{m}{V_{forenklet}} \quad (43)$$

Egenskapene til FEM-modellen ble da:

Tabell 7 - Egenskaper til FEM-modell

Bredde [m]	1.2
Lengde [m]	5.05
Tykkelse [mm]	172.7
Isotropisk E-modul [GPa]	9.936
Poissons tall [-]	0.3
Densitet [kg/m ³]	415.15

Det ble gjennomført en «static structural»-analyse, der en 1kN-punktlast fordelt over en linje som går på tvers av lengderetningen til elementet og er like bred som elementet, ble påført midt på elementet. I tillegg ble det gjennomført en modal analyse av elementet som ga svingeformer som hørte til de 6 første svingefrekvensene.

4. Resultater

4.1. Analytiske og numeriske beregninger sammenlignet med eksperimentelle verdier

Tabell 8 oppgir effektiv bøyestivhet, effektivt annet arealmoment og E-modul til de to typene elementer beregnet med gamma-metoden fra Eurokode 5.

Tabell 8 - Effektiv bøyestivhet, annet arealmoment og E-modul beregnet med gamma-metoden etter Eurokode 5

Type element	Effektiv bøyestivhet [Nm ²]	Effektivt annet arealmoment [m ⁴]	Elastisitetsmodul [N/m ²]
Fingerskjøtt	5.1149 x 10 ⁶	0.0005148	9.9363 x 10 ⁹
Buttskjøtt	4.7137 x 10 ⁶	0.0004546	10.3699 x 10 ⁹

4.1.1. Analytiske verdier sammenlignet med eksperimentelle

Håndberegningene for nedbøyningen fra 1 kN er i Tabell 9 sammenlignet med gjennomsnittsmålingene og medianverdiene fra nedbøyningstestene.

Tabell 9 - Sammenligning av håndberegninger og resultater fra nedbøyningstester

Type element	Håndberegning	Resultat nedbøyningstest		Prosentvis forskjell
Fingerskjøtt	0.473 mm	Gjennomsnitt:	0.435 mm	8 %
		Median:	0.405 mm	15 %
Buttskjøtt	0.516 mm	Gjennomsnitt:	0.406 mm	16 %
		Median:	0.410 mm	23 %

I Tabell 10 og Tabell 11 er håndberegningene av E-modul og bøyestivhet sammenlignet med gjennomsnittsverdier fra nedbøyningstestene.

Tabell 10 - Sammenligning av eksperimentell og analytisk beregnet E-modul. Eksperimentelle verdier er gitt som gjennomsnittsverdier fra alle testene, 1 kN-testene og 5 og 9 kN-testene.

Type element	Håndberegning E-modul [N/m ²]	Gjennomsnittlig E-modul fra alle metoder [N/m ²]		Prosentvis forskjell mellom håndberegninger og eksperimentelle verdier
Fingerskjøtt	9.94 x 10 ⁹	Alle tester:	10.01 x 10 ⁹	2%
		1 kN-tester:	10.50 x 10 ⁹	6%
		5 og 9 kN-tester:	9.34 x 10 ⁹	6%
Buttskjøtt	10.4 x 10 ⁹	Alle tester:	11.00 x 10 ⁹	6%
		1 kN-tester:	12.54 x 10 ⁹	19%
		5 og 9 kN-tester:	8.81 x 10 ⁹	16%

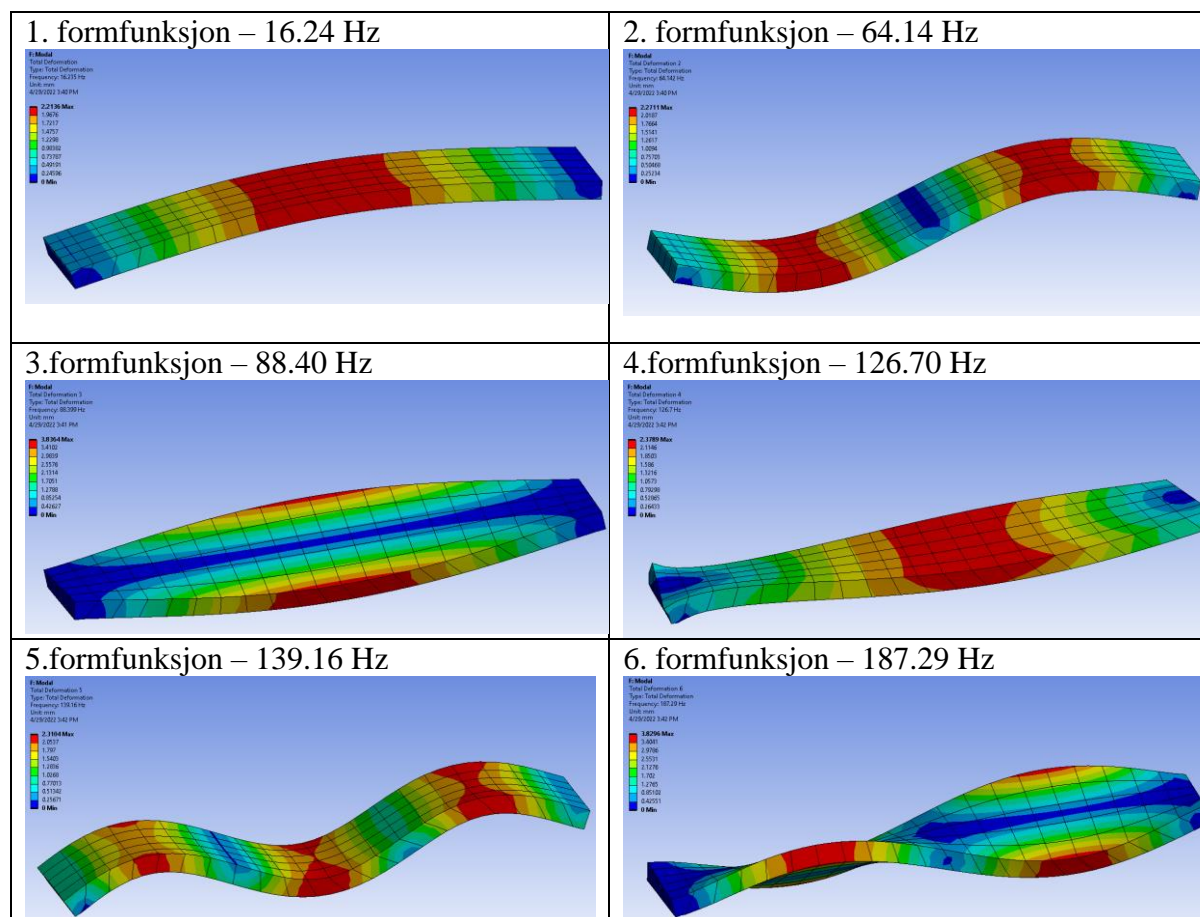
Tabell 11 - Sammenligning av eksperimentell og analytisk beregnet bøyestivhet. Eksperimentelle verdier er gitt som gjennomsnittsverdier fra alle testene, 1 kN-testene og 5 og 9 kN-testene.

Type element	Håndberegning bøyestivhet [Nm ²]	Gjennomsnittlig EI fra alle metoder [Nm ²]		Prosentvis forskjell mellom håndberegninger og eksperimentelle verdier
Fingerskjøtt	5.11 x 10 ⁶	Alle tester:	5.13 x 10 ⁶	1%
		1 kN-tester:	5.37 x 10 ⁶	5%
		5 og 9 kN-tester:	4.81 x 10 ⁶	6%
Buttskjøtt	4.71 x 10 ⁶	Alle tester:	5.09 x 10 ⁶	8%
		1 kN-tester:	5.70 x 10 ⁶	19%
		5 og 9 kN-tester:	4.23 x 10 ⁶	11%

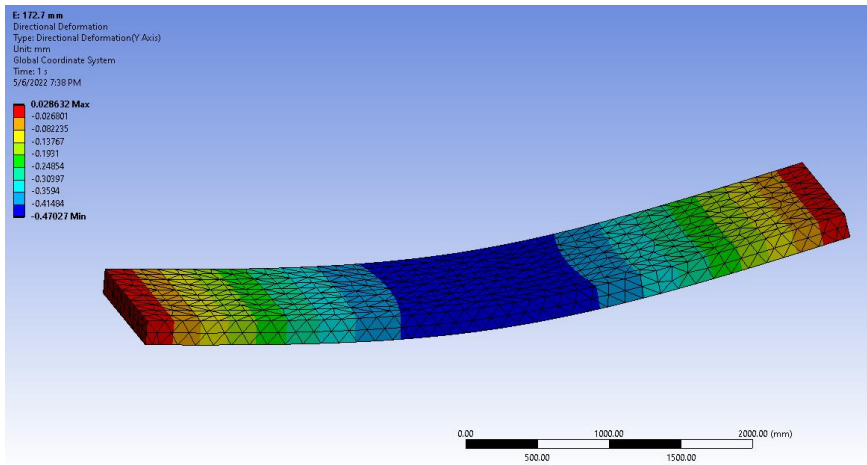
4.1.2. Resultater fra ANSYS-modell

I Tabell 12 er svingeformene fra den numeriske modellen oppgitt.

Tabell 12 - Svingeformer fra ANSYS-modell



I Figur 42 er nedbøyningen fra den forenklete modellen i ANSYS gitt og den maksimale nedbøyningen ligger på 0.4703 mm som er 0.55 % unna resultatet fra håndberegningen av nedbøyning på fingerskjøtt element.



Figur 42 - Nedbøyning fra forenklet modell i ANSYS

4.2. BruksgrensekraV

4.2.1. Nedbøyningstester sammenlignet med vibrasjonskrav for punktlast

I Tabell 13 er største målte nedbøyning fra testene sammenlignet med nedbøyningskrav. I kravet fra Hamm et al. (2010) er nedbøyningen fra en 2 kN-last hentet fra 5 og 9 kN-testene. Feltene som er grønne har oppnådd høyeste krav, gule felt representerer oppnåelse av litt lavere krav og mørkegule felt av enda lavere krav.

Tabell 13 – Største målte nedbøyning fra tester sammenlignet med nedbøyningskrav

	Kriterium	Oppnåelse
Eurokode 5	Nedbøyning, w, under en punktlast, F: $\frac{w}{F} \leq a \left[\frac{\text{mm}}{\text{kN}} \right]$	Element 1 (5kN): $0.418 \leq 0.5$ [best ytelse]
		Element 2: $0.429 \leq 0.5$ [best ytelse]
		Element 3: $0.518 \leq 1$ [nest best ytelse]
Utkast til ny Eurokode	Nedbøyning under 1kN-punktlast [mm]	Element 1 (5 kN): $0.418 \leq 0.5$ [nivå III]
		Element 2: $0.429 \leq 0.5$ [nivå III]
		Element 3: $0.518 \leq 0.8$ [nivå IV]
Hamm et al.	2 kN statisk nedbøyning [mm]	Element 1 (9 kN): $0.8184 \leq 1$ [lavere krav]
		Element 2 (5 kN): $0.9249 \leq 1$ [lavere krav]
Byggforskserien 522.351	Nedbøyning under 1-kN-punktlast [mm]	Element 1 (5 kN): $0.418 \leq 1.3$
		Element 2: $0.429 \leq 1.3$
		Element 3: $0.518 \leq 1.3$

4.2.2. Nedbøyning fra lastkombinasjonen i bruksgrensetilstand

Den analytiske beregningen av nedbøyning under lasten fra lastkombinasjonen i bruksgrensetilstand er gitt i Tabell 14.

Tabell 14 - Nedbøyning fra lastkombinasjoner (SLS). Utrengninger med og uten skjærdeformasjon er oppgitt.

	Nedbøyning, γ -metoden	
	Uten skjærdeformasjon	Med skjærdeformasjon
Buttskjøtt element	$7.450 \text{ mm} < \frac{L}{300} = \frac{4850}{300} = 16.17 \text{ mm}$	$7.719 \text{ mm} < \frac{L}{300}$
Fingerskjøtt element	$6.846 \text{ mm} < \frac{L}{300}$	$7.010 \text{ mm} < \frac{L}{300}$

4.2.3. Vibrasjonsegenskaper sammenlignet med krav

Tabell 15 viser resultater av håndberegninger som går på vibrasjonsegenskaper sammenlignet opp mot ulike krav. Grønne felter betyr at kravet er oppnådd med best ytelse, gule felter betyr at kravet er oppnådd med lavere ytelse og røde felter betyr at kravet ikke er oppnådd.

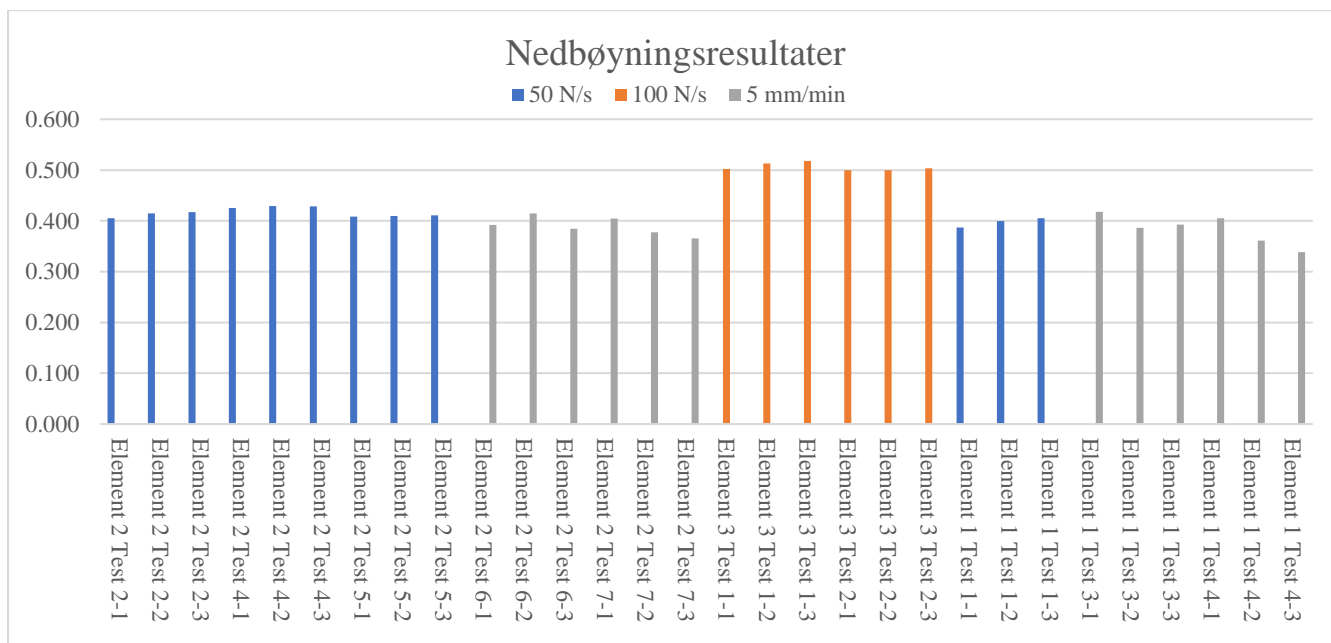
Tabell 15 - Vurdering av vibrasjonsegenskaper

	Kriterium		
	Eigenfrekvens, f_0 [Hz]	Nedbøyning, w , under en punktlast, F : $\frac{w}{F} \leq a \left[\frac{\text{mm}}{\text{kN}} \right]$	Hastighetsresponsen ved en enhetsimpuls, v $\leq b^{(f_1 \zeta - 1)} \left[\frac{\text{m}}{\text{Ns}^2} \right]$
Eurokode 5	$15.958 > 8$	$0.4729 \leq 0.5$ [beste ytelse]	$0.000916 \leq 0.0148$ [beste ytelse]
	$15.958 > 4.5$	$0.4647 < 0.5$ [nivå III]	$0.00635 \not\leq 0.004$ [nivå VII]
Utkast til ny Eurokode	$15.958 > 4.5$	$0.4647 < 0.5$ [nivå III]	For $f_0 > 8$: $v_{rms} \leq R \times 0.0001$
	$0.4729 < 1.3$	$15.958 > 10$	$\frac{f_0}{\Lambda^{0.44}} > 18.7$
Byggforskserien 522.351	$0.4729 < 1.3$	$15.958 > 10$	$22.19 > 18.7$
	$0.4729 < 1.3$	$15.958 > 10$	$22.19 > 18.7$
Hamm et al.	Eigenfrekvens, f_0 [Hz]	2 kN statisk nedbøyning [mm]	
	$f_0 \geq 8 \text{ Hz}$ [strengere krav]	$0.929 \leq 1$ [lavere krav]	
Hu og Chui	$\frac{f_0}{\Lambda^{0.44}} > 18.7$		
	$22.19 > 18.7$		

4.3. Sammenligning av egenskaper mellom elementer

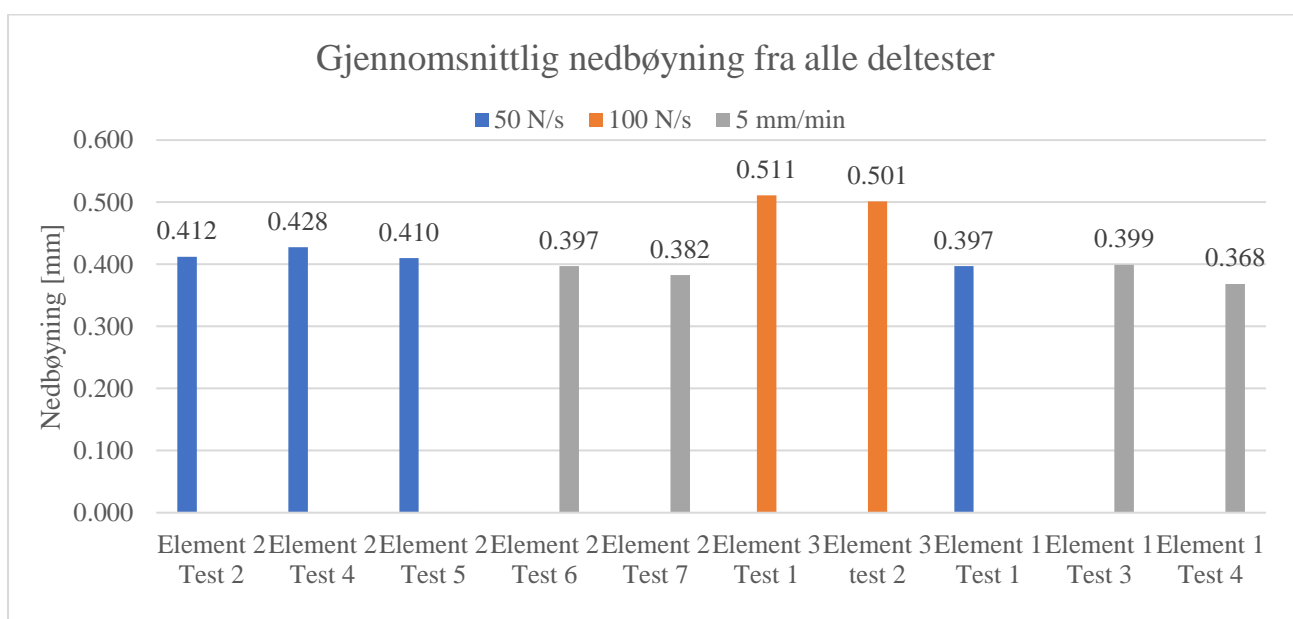
4.3.1. Nedbøyning fra punktlast

I Figur 43 er den midlere maksimale nedbøyningen fra alle deltester oppgitt. Blå søyler gir resultatet av tester som er gjennomført med en lasthastighet på 50 N/s, grå søyler er resultatet av tester gjennomført med en lasthastighet på 5 mm/min og oransje søyler gir resultatet fra tester som er gjennomført med en hastighet på 100 N/s.



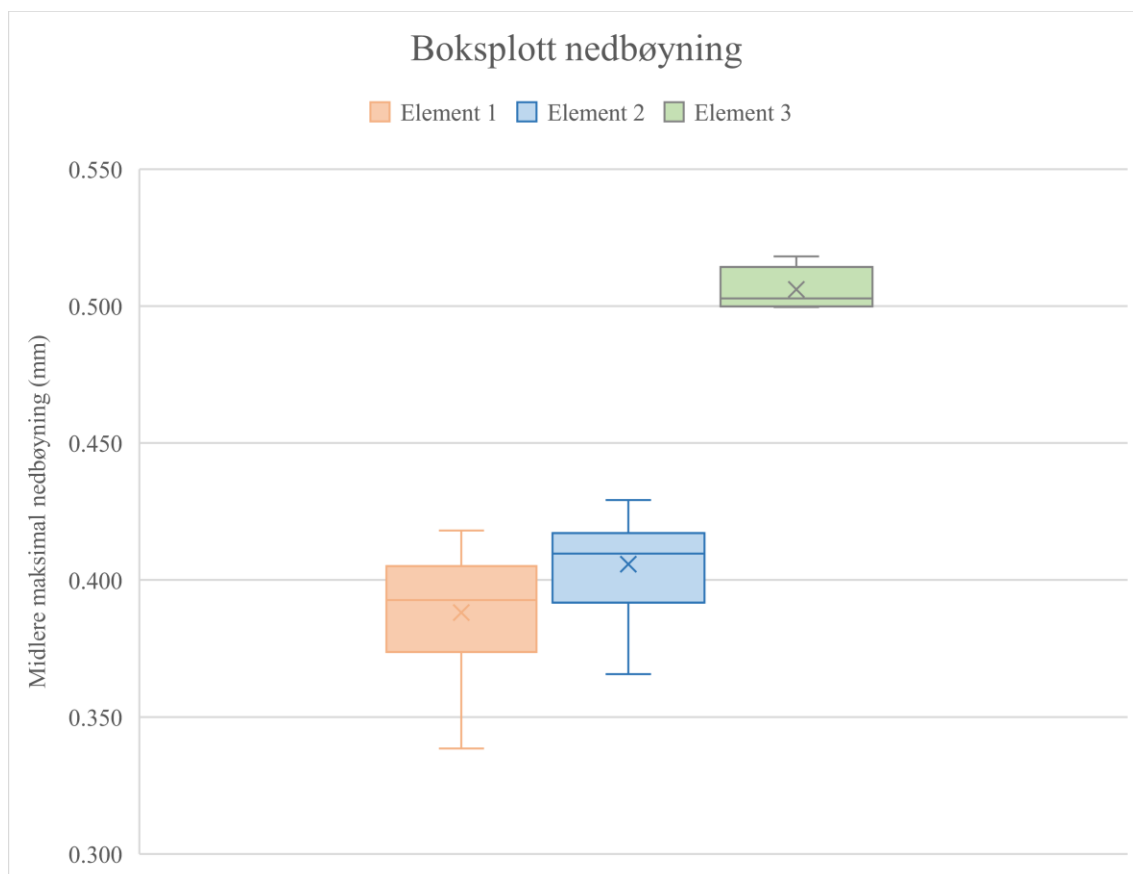
Figur 43 - Midlere maksimale nedbøyning fra alle tester med ulik lasthastighet

I Figur 44 er et gjennomsnitt av de tre deltestene gitt i et søylediagram.



Figur 44 - Gjennomsnittlig nedbøyning fra alle deltester med ulike lasthastigheter

Figur 45 viser et boksplott fra alle nedbøyningsresultater.



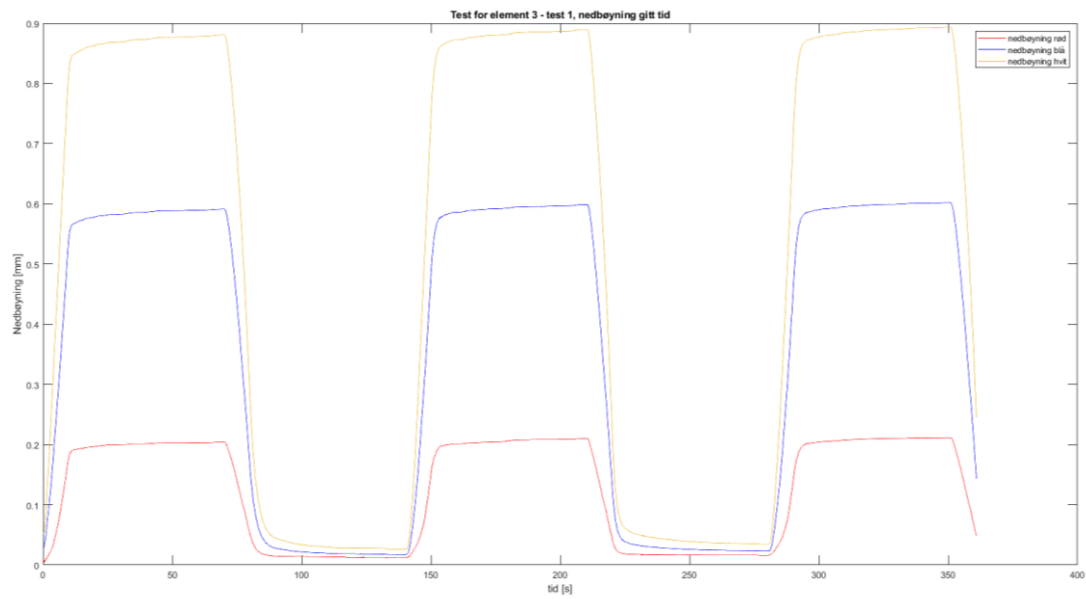
Figur 45 - Boksplott midlere maksimale nedbøyning

I Tabell 16 er gjennomsnitt, median, første og tredje kvartil for midlere maksimale nedbøyning oppgitt.

Tabell 16 - Deskriptive tall for midlere maksimale nedbøyning

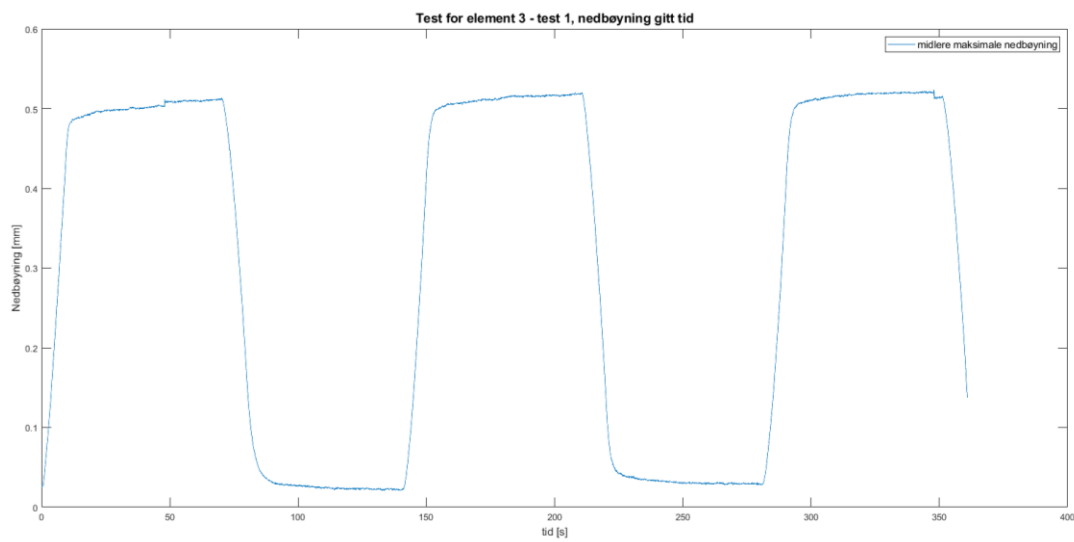
	Element 1 (n = 9)	Element 2 (n = 15)	Element 3 (n = 6)	Totalt	Fingerskjøtt (element 1+3)
Gjennomsnitt	0.388	0.406	0.506	0.421	0.435
Median	0.393	0.410	0.503	0.409	0.405
1.kvartil	0.374	0.392	0.500	0.390	0.387
3.kvartil	0.405	0.417	0.514	0.429	0.502

Figur 46 viser nedbøyning over tid fra de tre sensorene som målte nedbøyning under linjelasten. Graften er fra element 3 test 1.



Figur 46 - Nedbøyning fra de tre sensorene under linjelast

Figur 47 viser den midlere maksimale nedbøyningen over tid fra element 3 test 1.



Figur 47 - Midlere maksimale nedbøyning gitt tid

Tabell 17 og Tabell 18 viser resultatene av en Kruskal-Wallis-test for midlere maksimale nedbøyning fra de tre elementene.

Tabell 17 - Kruskal-Wallis test I

	Element 1	Element 2	Element 3
Median	0.392693	0.409631	0.502809
Sum av rangering	81	219	165
Antall observasjoner	9	15	6

Tabell 18 - Kruskal-Wallis test II

Frihetsgrader	2
Signifikansnivå	0.01
H-verdi	16.21161
p-verdi	0.000302

I Tabell 19 er resultatene fra en Mann-Whitney-test for 50 N/s-testene gjengitt.

Tabell 19 - Mann-Whitney-test for 50 N/s-tester

	Element 1	Element 2	U-verdi	0
Median	0.399	0.414	Gjennomsnitt	13.5
Sum av rangering	6	72	Standardavvik	5.408
Antall observasjoner	3	9	Z-verdi	2.404
U ₁ og U ₂	27	0	Signifikansverdi	0.05
			p-verdi	0.0091
			Signifikant	Ja

I Tabell 20 er resultatene fra en Mann-Whitney-test for 5 kN-testene gjengitt.

Tabell 20 - Mann-Whitney-test for 5kN-tester

	Element 1	Element 2	U-verdi	5
Median	0.393	0.388	Gjennomsnitt	9
Sum av rangering	19	26	Standardavvik	3.873
Antall observasjoner	3	6	Z-verdi	0.904
U ₁ og U ₂	5	13	Signifikansverdi	0.05
			p-verdi	0.366
			Signifikant	Nei

4.3.2. E-modul og bøyestivhet

Tabell 21 oppgir gjennomsnittlige verdier for bøyestivhet og elastisitetsmodul for alle de eksperimentelle metodene. Feltene som er markert i blått og grønn er den største verdien fra de ulike testmetodene.

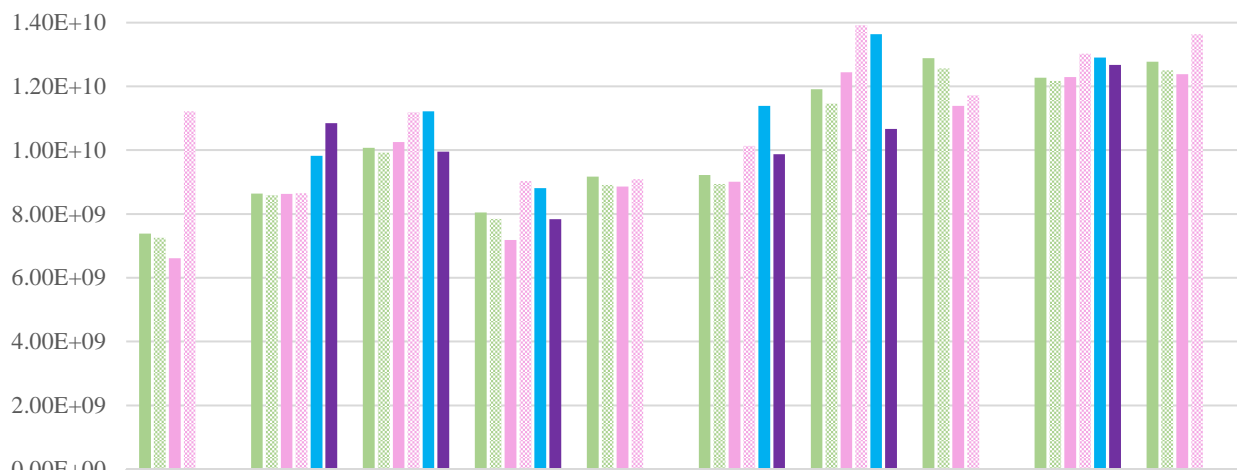
Tabell 21 - Gjennomsnittlig effektiv bøyestivhet og E-modul fra eksperimentelle resultater

Type element	E-modul (alle tester) [N/m ²]	E-modul (fra 1kN-tester) [N/m ²]	E-modul (fra 5 og 9kN-tester) [N/m ²]	Bøyestivhet (alle tester) [Nm ²]	Bøyestivhet (fra 1kN-tester) [N/m ²]	Bøyestivhet (fra 5 og 9kN-tester) [N/m ²]
Fingerskjøtt (element 1+3)	10.01 x 10 ⁹	1.05 x 10 ⁹	9.34 x 10 ⁹	5.13 x 10 ⁶	5.37 x 10 ⁶	4.81 x 10 ⁶
Buttskjøtt (element 2)	11.00 x 10 ⁹	1.25 x 10 ⁹	8.81 x 10 ⁹	5.09 x 10 ⁶	5.70 x 10 ⁶	4.23 x 10 ⁶
Alle element	10.50 x 10 ⁹	1.14 x 10 ⁹	9.09 x 10 ⁹	5.12 x 10 ⁶	5.53 x 10 ⁶	4.54 x 10 ⁶

Figur 49 viser E-moduler regnet ut på fire ulike metoder for alle testene som gikk som planlagt. Hver test besto av 3 deltester. For de to første beregningene av E-modul, er resultatene fra den første deltesten oppgitt for seg selv og resultatene fra deltest 2 og 3 er oppgitt som et gjennomsnitt. De to siste metodene er kun gjennomført for 6 representative tester.

E-modul

■ Metode 1 - deltest 1
 ■ Metode 1 - deltest 2 og 3
 ■ Metode 2 - deltest 1
 ■ Metode 2 - deltest 2 og 3
 ■ Metode 3 - deltest 2
 ■ Metode 4 - deltest 2



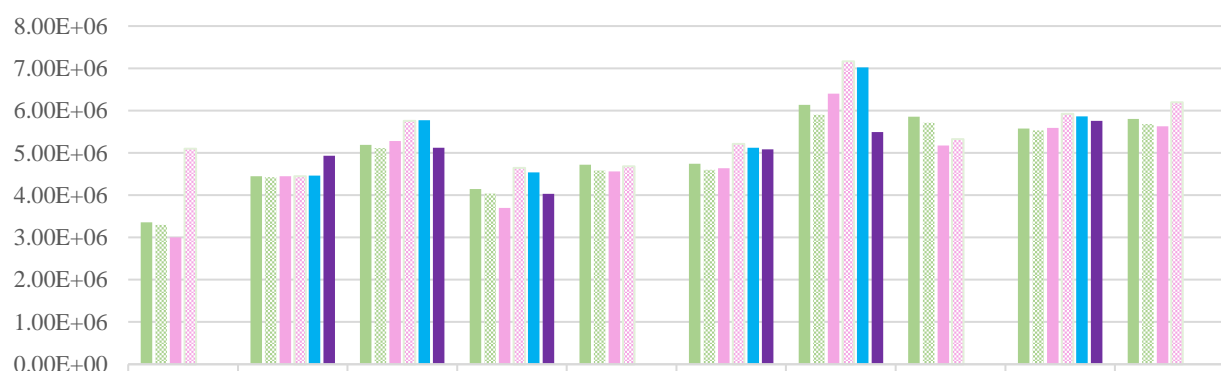
	Element 2, test 6 - 5kN	Element 2, test 7 - 5kN	Element 1, test 3 - 5kN	Element 1, test 4 - 9kN	Element 3, test 1 - 1kN	Element 3, test 2 - 1kN	Element 1, test 1 - 1kN	Element 2, test 2 - 1kN	Element 2, test 4 - 1kN	Element 2, test 5 - 1kN
■ Metode 1 - deltest 1	7.38E+09	8.64E+09	1.01E+10	8.05E+09	9.18E+09	9.22E+09	1.19E+10	1.29E+10	1.23E+10	1.28E+10
■ Metode 1 - deltest 2 og 3	7.26E+09	8.59E+09	9.93E+09	7.84E+09	8.91E+09	8.94E+09	1.15E+10	1.26E+10	1.22E+10	1.25E+10
■ Metode 2 - deltest 1	6.61E+09	8.63E+09	1.0259E+10	7.19E+09	8.86E+09	9.01E+09	1.24E+10	1.14E+10	1.23E+10	1.24E+10
■ Metode 2 - deltest 2 og 3	1.12E+10	8.65E+09	1.1187E+10	9.03E+09	9.09E+09	1.01E+10	1.39E+10	1.17E+10	1.30E+10	1.36E+10
■ Metode 3 - deltest 2		9.83E+09	1.1221E+10	8.81E+09		1.14E+10	1.36E+10		1.29E+10	
■ Metode 4 - deltest 2		1.08E+10	9.95E+09	7.84E+09		9.87E+09	1.07E+10		1.27E+10	

Figur 49 - E-modul fra ulike metoder og tester

I Figur 48 er bøyestivheten oppgitt på samme måte som E-modul-verdiene er oppgitt.

Bøyestivhet [Nm²]

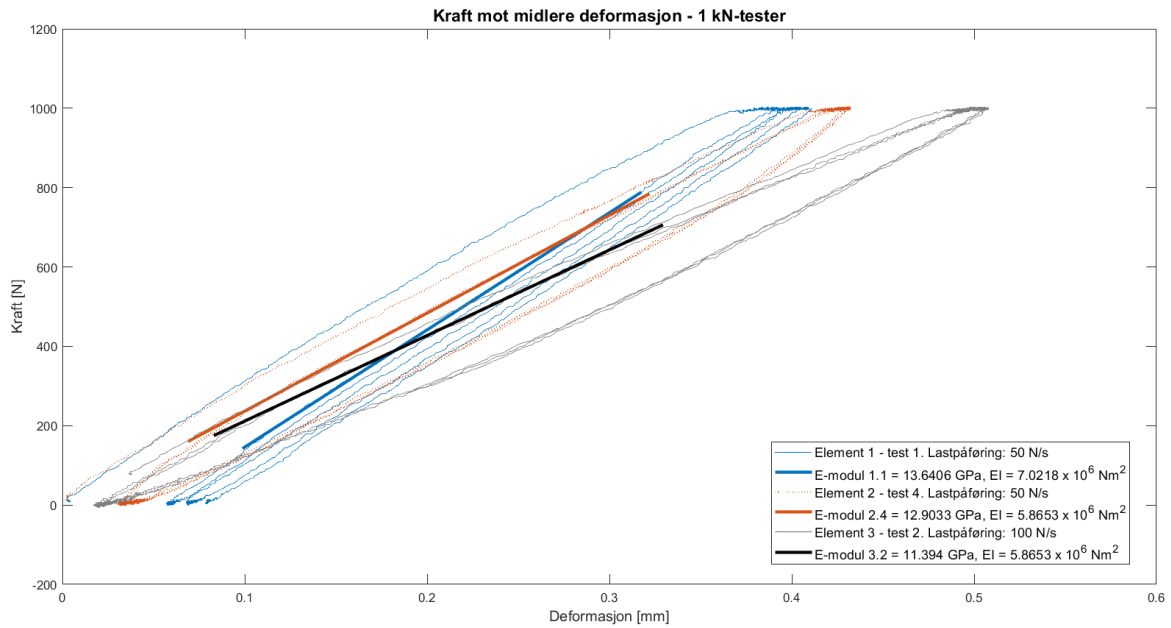
■ Metode 1 - deltest 1
 ■ Metode 1 - deltest 2 og 3
 ■ Metode 2 - deltest 1
 ■ Metode 2 - deltest 2 og 3
 ■ Metode 3 - deltest 2
 ■ Metode 4 - deltest 2



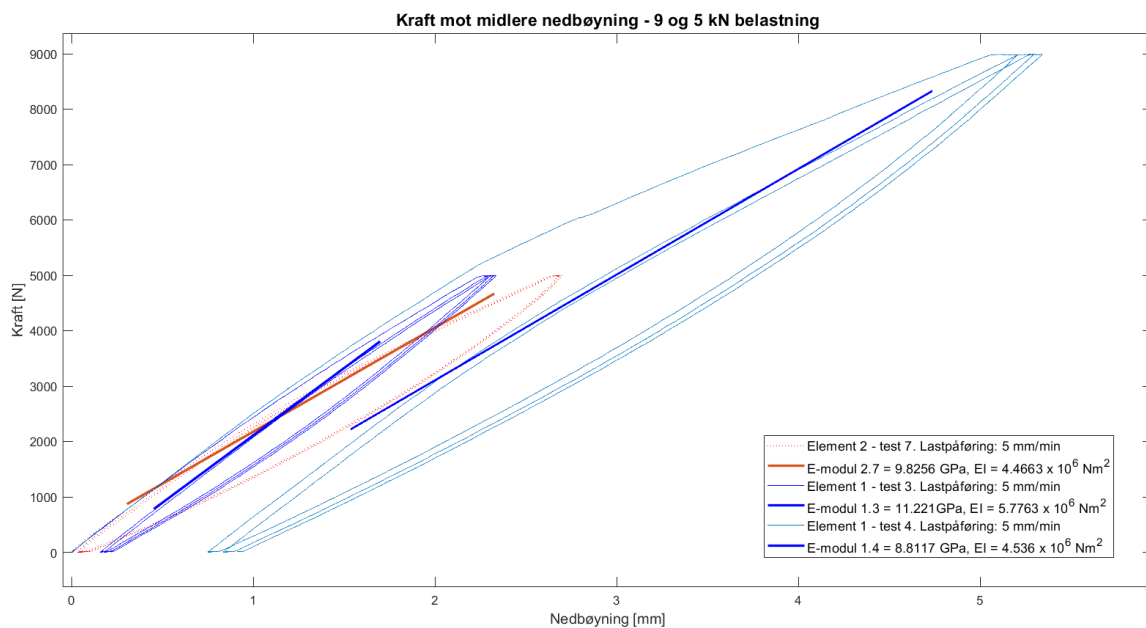
	Element 2, test 6 - 5kN	Element 2, test 7 - 5kN	Element 1, test 3 - 5kN	Element 1, test 4 - 9kN	Element 3, test 1 - 1kN	Element 3, test 2 - 1kN	Element 1, test 1 - 1kN	Element 2, test 2 - 1kN	Element 2, test 4 - 1kN	Element 2, test 5 - 1kN
■ Metode 1 - deltest 1	3.36E+06	4.45E+06	5.19E+06	4.15E+06	4.72E+06	4.74E+06	6.13E+06	5.86E+06	5.58E+06	5.80E+06
■ Metode 1 - deltest 2 og 3	3.30E+06	4.42E+06	5.11E+06	4.04E+06	4.59E+06	4.60E+06	5.90E+06	5.71E+06	5.53E+06	5.69E+06
■ Metode 2 - deltest 1	3.00E+06	4.44E+06	5.28E+06	3.70E+06	4.56E+06	4.64E+06	6.40E+06	5.18E+06	5.59E+06	5.63E+06
■ Metode 2 - deltest 2 og 3	5.10E+06	4.45E+06	5.76E+06	4.65E+06	4.68E+06	5.22E+06	7.16E+06	5.33E+06	5.92E+06	6.20E+06
■ Metode 3 - deltest 2		4.47E+06	5.78E+06	4.54E+06		5.13E+06	7.02E+06		5.87E+06	
■ Metode 4 - deltest 2		4.93E+06	5.12E+06	4.03E+06		5.08E+06	5.49E+06		5.76E+06	

Figur 48 - Bøyestivhet fra ulike metoder og tester

Figur 50 og Figur 51 viser et plot av kraft mot midlere nedbøyning for representative tester. Linja som er tykkere viser en lineær regresjonslinje som følger belastningen fra deltest 2. E-modulen og bøyestivheten som er oppgitt i figuren ble regnet ut med stigningstallet til denne linja. Dette er altså metode 3.

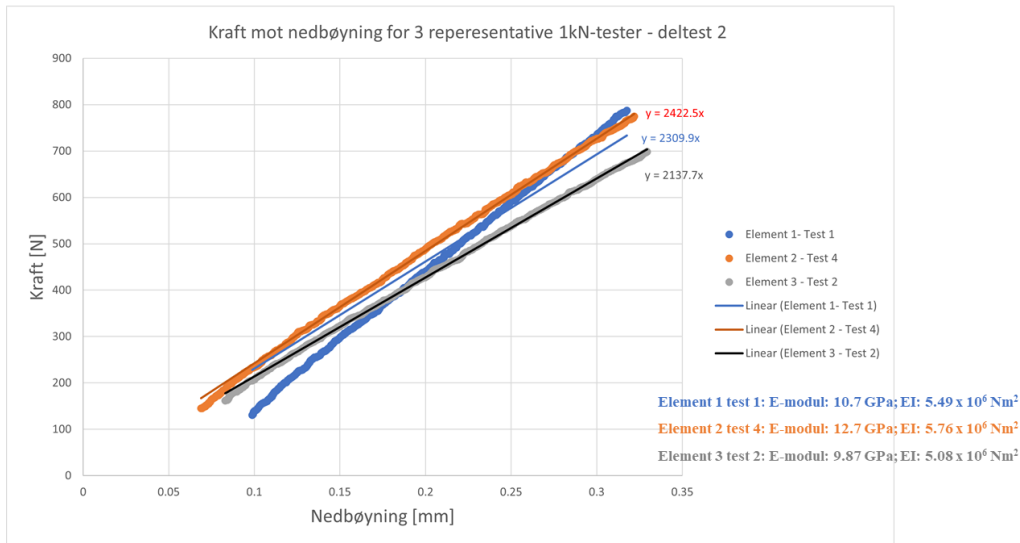


Figur 50 - Representative 1kNs-tester med E-modul og EI fra interpolert stigningstall

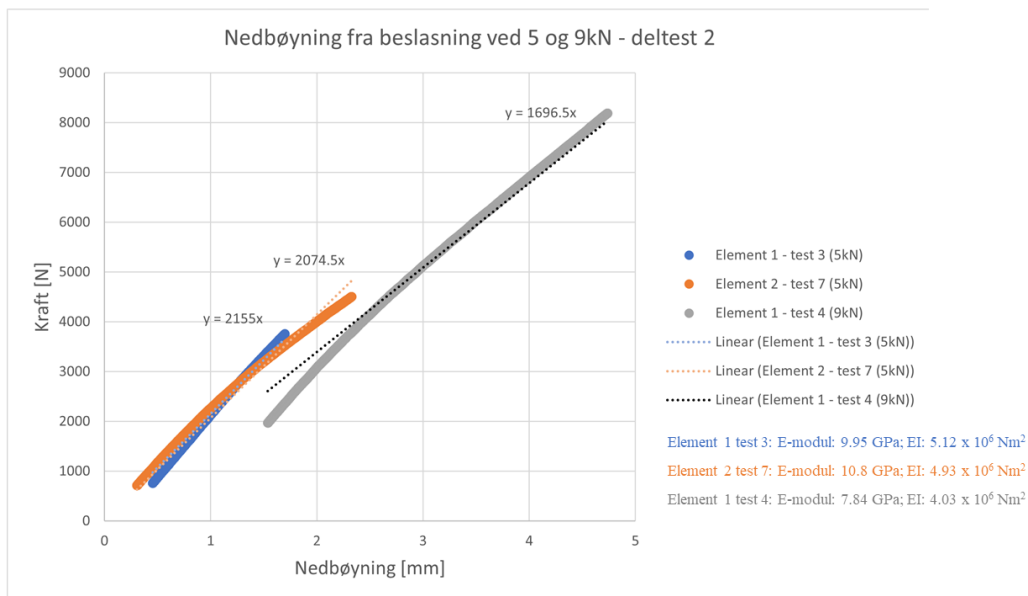


Figur 51 - Representative 5- og 9kN-tester med E-modul og EI fra interpolert stigningstall

Figur 52 og Figur 53 viser lineære regresjonslinjer som følger deltest 2 i representative tester. Disse regresjonslinjene har skjæringspunkt i origo og stigningstallet er brukt til å regne ut E-modul og bøyestivhet. Dette er metode 4.



Figur 52 - Stigningstall for regresjonslinjer festet til origo - 1kN-tester

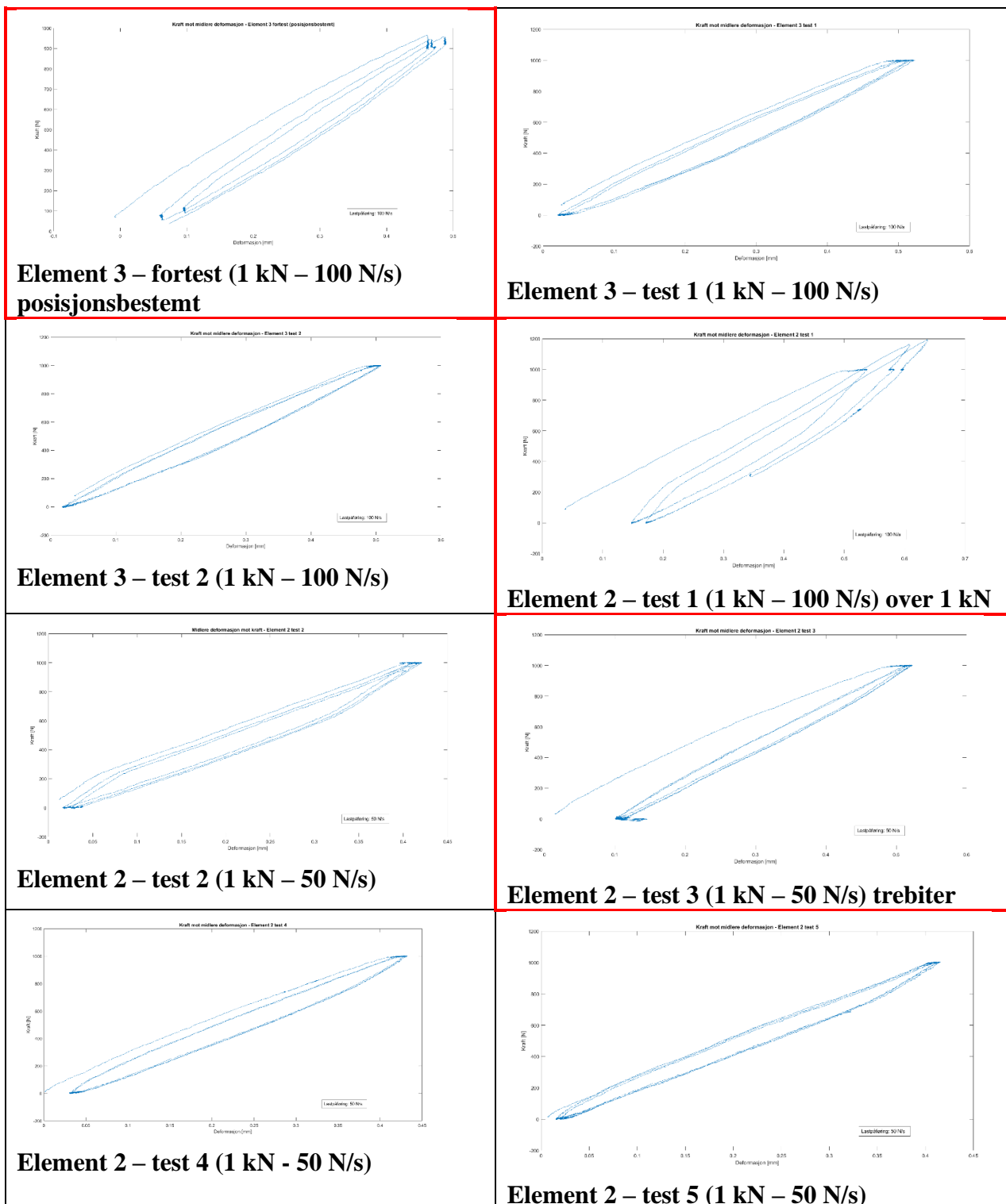


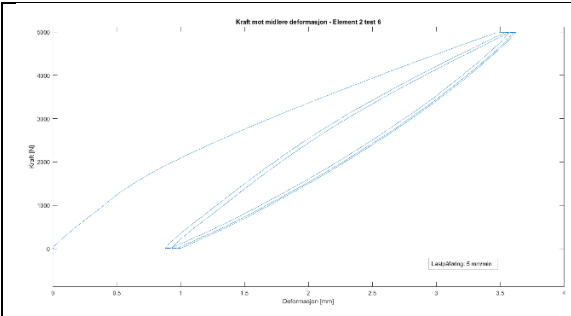
Figur 53- Stigningstall for regresjonslinjer festet til origo - 5 og 9kN-tester

4.3.3. Kraft-nedbøyningskurver

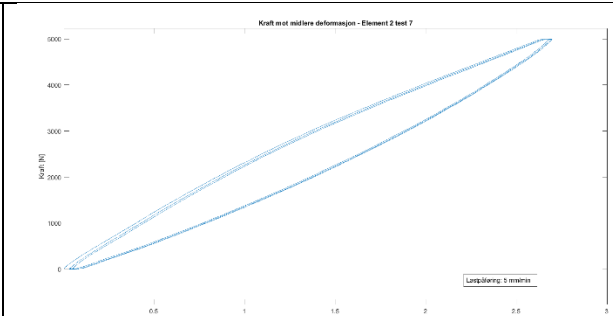
I Tabell 22 er kraft-nedbøyningskurvene fra alle testene presentert. De feltene som er røde er de testene som ikke er brukt i de andre resultatene på grunn av eksperimentelle feil.

Tabell 22 - Kraft-nedbøyningskurver fra alle tester

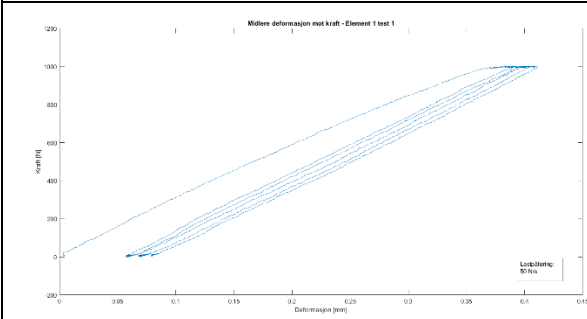




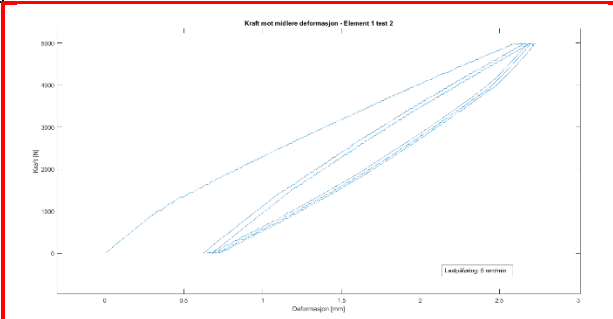
Element 2 – test 6 (5 kN – 5 mm/min)



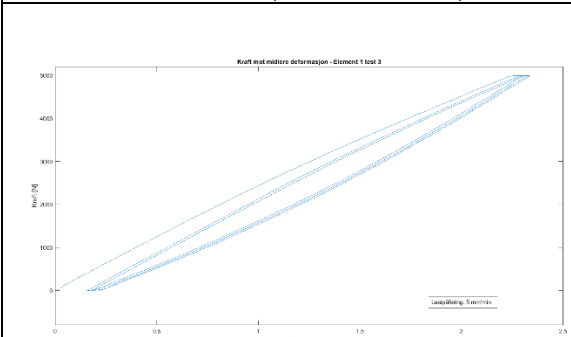
Element 2 – test 7 (5 kN – 5 mm/min)



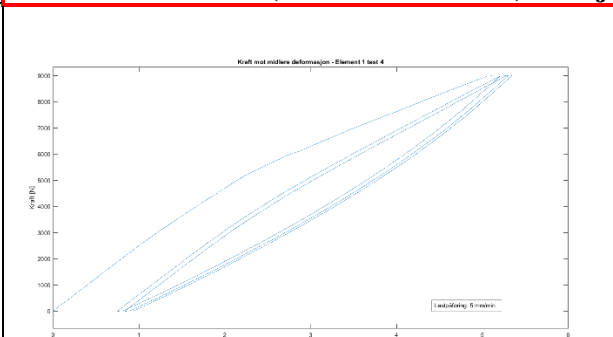
Element 1 – test 1 (1 kN – 50 N/s)



Element 1 – test 2 (5 kN – 5 mm/min) friksjon



Element 1 – test 3 (5 kN – 5 mm/min)



Element 1 – test 4 (9 kN – 5 mm/min)

5. Diskusjon

5.1. Analytiske og numeriske beregninger

Oppgaven antar at gamma-metoden fra Eurokode 5 gir et akseptabelt resultat. Metoden brukes til å regne på effektivt annet arealmoment og bøyestivhet for mekanisk sammensatte elementer. I håndberegningene er gamma-faktoren avgjørende for resultatene fordi den sier noe om samvirket i elementet. Faktoren avhenger av glidemodulen til de mekaniske forbindelsesmidlene og avstanden mellom dem. I oppgaven er glidemodulen beregnet etter anbefalinger fra Ceccotti et al. (2007) istedenfor metoden som står i Eurokode 5. Dette ble gjort fordi metoden i eurokoden ifølge Ceccotti et al. (2007) kan gi konservative resultater. Både Ceccotti et al. (2007) og Tomasi et al. (2010) anbefaler helst at glidemodulen gis eksperimentelt. Fordi testene i gjennomsnitt gir mindre nedbøyning enn det håndberegningene gjør, kan det tyde på at glidemodulen er for liten.

En usikkerhet i håndberegningene kan komme av at det ikke er tatt hensyn til antall skruer i elementene. I det buttskjøtte elementet er det rundt dobbelt så mange 40 cm-skruer som i de fingerskjøtte elementene. I elementet som er fingerskjøtt på NMBU er det også brukt ca. 300 5x100 mm-skruer i fingerskjøtene. Dette har trolig en ganske stor betydning for nedbøyningsresultatene.

Som vist i Tabell 8 gir beregningen av E-modul etter gamma-metoden en lavere verdi for elementene som er fingerskjøtt enn for elementene som er buttskjøtt. Dette kan forklares ved at det er brukt 45x195 mm-dimensjoner i T15-kvalitet i stegene i det buttskjøtte elementet istedenfor 48x198 mm i C24-kvalitet. Som følge av mindre dimensjoner blir effektivt annet arealmoment lavere for de buttskjøtte elementene. Fordi E-modulen er regnet ut ved å dele bøyestivhet på effektivt annet arealmoment blir E-modulen mindre når effektivt annet arealmoment blir større. I tillegg er det en høyere E-modul i T15-materialer enn i C24.

5.1.1. Sammenligning av håndberegninger med eksperimentelle verdier

Bøyestivhet og effektivt annet arealmoment brukes til å regne på nedbøyningen fra punktlast, og i Tabell 9 kan man se at den beregnede nedbøyningen ligger i samme størrelsesorden som den målte nedbøyningen. Den prosentvise forskjellen mellom verdiene er større for elementet som er buttskjøtt enn for elementene som er fingerskjøtt. I tillegg ligger gjennomsnittsverdien nærmere den beregnede verdien enn det medianverdien gjør. Avviket mellom håndberegningene og de eksperimentelle verdiene kan komme av usikkerheter i beregningene

og fra variasjon i testmetoder. Variasjon i testmetoder blir diskutert senere og beregningsusikkerheter er diskutert over.

I Tabell 10 og Tabell 11 kan man se at det er samsvar mellom testresultatene og håndberegningene for E-modul og bøyestivhet. Det er større prosentvis forskjell mellom håndberegningene og de eksperimentelle verdiene for elementet som er buttskjøtt enn for elementene som er fingerskjøtt. I tabellene skilles det på gjennomsnittsverdier fra 1 kN-testene og fra 5 og 9 kN-testene. Det er også oppgitt en gjennomsnittsverdi som gjelder alle testene. Den siste verdien ligger nærmest håndberegningene. Verdiene fra 1 kN-testene er høyere enn den håndberegnete verdien og verdiene fra 5 og 9 kN-testene er mindre.

Selv om verdiene for E-modul er basert på eksperimentelle nedbøyningsresultater, er også effektivt annet arealmoment en del av utregningen. E-modulverdiene forutsetter derfor at håndberegningene av effektivt annet arealmoment er nogen lunde riktig. På grunn av dette er det kanskje mer interessant å se på bøyestivheten enn E-modul fordi bøyestivheten bare avhenger av de eksperimentelle verdiene nedbøyning og kraft.

5.1.2. Elementmetodeberegninger

Den håndberegnete egenfrekvensen er på 15.958 Hz og ligger relativt nært første naturlige frekvens fra den forenklete ANSYS-modellen på 16.24 Hz. Verdiene kunne forventes enda nærmere siden den forenklete modellen er basert på håndberegningene. Den maksimale nedbøyningen fra den forenklete ANSYS-modellen (Figur 42) ligger veldig nært nedbøyningen fra håndberegningene med en prosentvis forskjell på 0.55 %.

Ussher et al. (2022) skriver at forenklete modeller kan gi relativt like resultater som eksperimentelle vibrasjonstester for krysslimte elementer. Dersom det også gjelder for de kantstilte skrudde elementene, kan man anta at svingformene som er gitt i Tabell 12 representerer de reelle svingformene. I videre arbeid vil det være relevant å gjennomføre en eksperimentell vibrasjonsanalyse for å se i hvilken grad det forenklete elementet samsvarer med virkeligheten. Det kan også være relevant å se på resultater fra en ikke-forenklet FEM-modell.

5.2. Bruksgrensekrav

5.2.1. Nedbøyningstester sammenlignet med stivhetskrav relatert til vibrasjoner

I Tabell 13 er det tydelig at nedbøyningstestene ga resultater som tilfredsstillende stivhetskrav i Eurokode 5, utkastet til ny Eurokode, Hamm et al. (2010) og Byggforskserien. Kravene fra Eurokode 5 ble tilfredsstillende med best og nest best ytelse. Kravene i utkastet til den nye eurokoden ble tilfredsstillende på nivå III og IV som tilsvarer kvalitetsnivå for enebolig. Den største nedbøyningen under 1 kN punktlast fra alle elementene er mindre enn kravet i Byggforskserien. Nedbøyningen under 2 kN fra element 1 og 2 mindre enn 1 mm som er det laveste kravet til nedbøyning fra Hamm et al. (2010). Nedbøyningstestene ble ikke kjørt til 2 kN, så disse resultatene kommer fra 5 og 9 kN-testene hvor nedbøyningen ble hentet ved tidspunktene der kraften var 2 kN. I Figur 46 og Figur 47 kan det observeres at nedbøyningen øker i perioden belastningen holdes på 1 kN. Dette kan ha ført til at nedbøyning under 2 kN ble mindre enn den hadde blitt dersom testen ble kjørt til 2 kN og opprettholdt i 1 min. Det samme gjelder verdien for 1 kN-nedbøyning for element 1 som kommer fra en av 5 kN-testene.

5.2.2. Håndberegninger av nedbøyning under brukslast

Tabell 14 viser at nedbøyningen fra lastkombinasjonen i bruksgrensetilstand er mindre enn det strengeste anbefalte kravet til nedbøyning i Eurokode 5. Beregningene av nedbøyningen under lastkombinasjoner i bruksgrensetilstand avhenger av en rekke faktorer. For det første avhenger beregningene av den teoretisk beregnede bøyestivheten som er diskutert i kapittel 5.1.

For det andre avhenger beregningene av lastkombinasjonen der valg av klimaklasse og brukskategori avgjør nyttelaster, ψ -faktorer og k_{def} . Dersom det hadde blitt regnet med at elementet var i et større bygg enn i et boligbygg og at elementet var mer værutsatt, så ville brukslasten blitt større og gitt en større nedbøyning. Fordi kravet er oppnådd med god margin er det sannsynlig at også større laster ville gitt en nedbøyning som var innenfor de anbefalte kravene.

For det tredje avhenger beregningene av skjærdeformasjonen. Fordi beregningen av skjærdeformasjon fra «Limtreboka» fra Norsk limtreprodusenters forening (2015) ga en større skjærdeformasjon enn beregningen fra «Wood Handbook» av US Department of Agriculture (2010), ble denne beregningsmetoden brukt. Skjærmodulen ble satt til E/16, og

fordi E-modulen ble funnet ved å dele bøyestivhet på effektivt annet arealmoment betyr det at også skjærmodulen avhenger av gammametodeberegningene.

5.2.3. Håndberegninger av vibrasjonsegenskaper

I Tabell 15 ser vi at vibrasjonskravene fra Eurokode 5, Hu og Chui (2006), Hamm et al. (2010) og fra Byggforskserien er oppnådd med ulik oppnåelsesgrad. Kravet fra utkastet til ny Eurokode 5 om kvadratrotastighet er derimot ikke oppnådd.

Utrekningene for å finne de ulike vibrasjonsegenskapene er basert på forenklete metoder gitt i de nevnte publiseringene. For å være sikker på at vibrasjoner i elementet ikke oppleves forstyrrende, må man ta utgangspunkt i at metodene gir gode nok estimerer på vibrasjonsegenskaper for elementet.

Bell (2017) skriver at grenseverdiene som oppgis i Eurokode 5 for vibrasjonsegenskaper er vage og at parameterne som trengs i beregningene er vanskelige å estimere. Blant annet er dempningsraten en parameter som beregningene i stor grad avhenger av. Denne verdien er vanskelig å finne ved analytiske beregninger og i eurokoden står det bare at man skal bruke verdien 0.01. I utkastet til ny Eurokode 5 og i utregningene til Hamm et al. (2010) er det gitt ulike dempningsrater for ulike elementtyper, men både i den nåværende eurokoden og i disse metodene anbefales det at dempningsraten bestemmes eksperimentelt. Verdiene for dempningsraten som avhenger av elementtype gir sannsynligvis mer presise utregninger enn 0.01-verdien fra Eurokode 5.

Abeyssekera et al. (2018) konkluderer med at kravene og beregningsmetodene i utkastet til den nye eurokoden trolig er mer presise enn i den nåværende eurokoden. Av den grunn kan det være kritisk at kravet om kvadratrotastighet ikke ble oppfylt.

Det kunne vært nyttig å gjennomføre vibrasjonsberegningene med bøyestivheten som ble bestemt eksperimentelt. Men fordi den prosentvise forskjellen mellom den gjennomsnittlige bøyestivheten fra alle testene på de fingerskjøtte elementene og den teoretisk beregnede bøyestivheten endte opp på 1 % (se Tabell 11), så ville disse resultatene gitt samme utfall.

I videre arbeid vil det være relevant å gjennomføre en dynamisk test for å si noe om hvor gode håndberegningene er. Det vil være nyttig å bestemme verdier for egenfrekvens og dempningsrate eksperimentelt og se på variasjoner mellom de ulike elementene.

5.3. Sammenligning av elementene

5.3.1. Nedbøyningstest

For å kunne si noe om hvordan fingerskjøting vil påvirke egenskapene til elementet, må nedbøyningstestene fra de ulike elementene sammenlignes. I Figur 43 er alle resultatene fra nedbøyningstestene presentert i et søylediagram. Figur 44 presenterer gjennomsnittet av de tre sammenhørende deltestene i et nytt søylediagram. Videre er nedbøyningresultatene beskrevet i et boksplokk i Figur 45, der tilhørende gjennomsnitt, median og kvartiler er presentert i Tabell 16.

Det er tydelig at element 3 ga større nedbøyning enn element 1 og 2. Det kunne forventes at element 3 som er fingerskjøtt ved ITB og sammensatt ved Norsk Massivtre skulle oppleve minst nedbøyning, men resultatet er motsatt. Element 1 som er fingerskjøtt og skrudd sammen ved NMBU er det elementet som opplevde minst nedbøyning, men gjør det relativt likt som elementet 2 som er buttskjøtt og sammensatt ved Norsk Massivtre.

Disse resultatene kan komme av at nedbøyningstestene ble kjørt med varierende lastpåføringshastighet. I Figur 44 kan det se ut som at testene som er gjennomført med en lasthastighet på 100 N/s har størst nedbøyning, at testene som er gjennomført med 50 N/s gir nest størst nedbøyning, og at testene som er gjennomført med 5 mm/min gir minst nedbøyning. Et argument mot denne forklaringen er kryp i trevirket. På grunn av kryp skulle man tro at belastning over lenger tid ville gi større nedbøyning enn belastning over kortere tid. Siden element 3 er testet med en belastning på 100 N/s istedenfor 50 N/s og derfor blir belastet lengere, burde dette ha ført til mindre nedbøyning.

En forklaring på hvorfor testene som er kjørt med 5 mm/min opplever minst nedbøyning kan være at den permanente nedbøyningen er trukket fra resultatene i disse testene. Den permanente nedbøyningen er den nedbøyningen som fortsatt er til stede etter at lasten er fjernet. I Figur 43 kan man se at testene som er gjennomført med 50 N/s og 100 N/s viser en økning i nedbøyning fra deltest 1 til deltest 3. Det er sannsynlig at dette kommer av at den permanente nedbøyningen ikke er tatt hensyn til.

En annen forklaring på hvorfor testene som er kjørt med 5 mm/min opplever minst nedbøyning kan komme av at disse resultatene er hentet fra et tidspunkt istedenfor medianverdien av 1 minutt med toppbelastning. Som forklart i 5.2.1 så kunne nedbøyningen blitt større dersom belastningen ved 1 kN ble opprettholdt i 1 minutt under 5 og 9 kN-testene.

En sannsynlig alternativ forklaring til at element 3 opplever størst nedbøyning kan komme av antall skruer, skrumetode og av fingerskjøtingsprosessen ved NMBU. I element 3 er det 35 40 cm-skruer mot 60 i element 2. I element 1 er det bare 28 40 cm-skruer, men det er også rundt 300 5x100-treskruer ved fingerskjøtene som sannsynligvis har en del å si for stivhetsegenskapene til elementet. Skrumetoden ved Norsk Massivtre førte til at to av 40 cm-skruene ble litt kortere fordi de ble frest av. Dette kan ha ført til lavere stivhet for element 2 og 3. Søl av lim under fingerskjøtingen på NMBU kan være en stivhetsøkende faktor for element 1. Selv om det ble benyttet bakepapiret for å beskytte planken som lå inntil skjøten, er det sannsynlig at noe lim har spredd seg til de nærliggende plankene.

For å se om det er en signifikant forskjell på nedbøyningsresultatene fra de ulike elementene, er det gjennomført to Mann-Whiley-tester og en Kruskal-Wallis-test. Disse ikke-parametriske testene ble gjennomført fordi observasjonene ikke er normalfordelt.

Kruskal-Wallis-testen som sammenligner alle resultatene fra de tre elementene gir at det er en signifikant forskjell på de tre elementene med et signifikansnivå på 0.01. Alle nedbøyningstestene er ikke gjennomført på samme måte. Derfor blir det riktiger å sammenligne resultatene fra tester som er gjennomført likt, selv om det da bare er element 1 og 2 som kan sammenlignes. For å sammenligne resultatene fra testene som er gjennomført med 50 N/s-lastpåføring, er en Mann-Whiley-test benyttet. Resultatet av denne testen er at det er en signifikant forskjell på element 1 og 2. Analysen av 5 kN-testene er også gjennomført med en Mann-Whiley-test, men fra denne testen har vi at det ikke er signifikant forskjell på element 1 og 2. Begge Mann-Whiley-testene er gjennomført med et signifikansnivå på 0.05. En forklaring på de ulike resultatene kan komme av den permanente deformasjonen er trukket fra i nedbøyningsberegningene for 5 og 9 kN-testene. Dette kan muligens ha ført til likere resultater.

5.3.2. E-modul og bøyestivhet

Som vist i Tabell 21 er tendensen fra håndberegningene med høyere E-modul for de buttskjøtte elementene også gjeldene i utregningen av gjennomsnittsverdi for E-modul fra alle testene og fra 1 kN-testene. E-modulen er derimot høyere for elementene som er fingerskjøtt når man ser på 5 og 9 kN-testene. Det er derfor vanskelig å si helt sikkert at den eksperimentelle E-modulen er høyere for de buttskjøtte elementene enn for de fingerskjøtte elementene. Det er heller ikke en tydelig tendens at bøyestivheten er større for de fingerskjøtte elementene enn for det buttskjøtte.

I Figur 49 og Figur 48 kan vi se alle verdiene for E-modul og bøyestivhet beregnet med de 4 ulike metodene. Verdiene fra 1 kN-testene er i gjennomsnitt større enn verdiene fra 5 og 9 kN-testene. Dette er også tydelig i Tabell 21. Standarden NS-EN 408 for bestemmelse av mekaniske egenskaper for trekonstruksjoner oppgir at global E-modul skal bestemmes ved en firepunktstest der elementet skal belastes med en last opp til 40 % av makslasten.

Testoppsettet som er brukt i denne oppgaven følger ikke standarden. På grunn av usikkerheter rundt testgulvets bæreevne ble ikke elementene testet til 40 % av makslast. Etter standarden skal belastningen også være posisjonsbestemt. Det er tilfellet for 5 og 9 kN-testene, men ikke for 1 kN-testene som er lastbestemt. 5 og 9 kN er trolig nærmere 40 % av makslast enn 1 kN, og derfor er det sannsynlig at disse testene gir mer pålitelige resultater.

I beregningen av bøyestivhet og E-modul fra metode 1 er de aller fleste verdiene fra deltest 1 større enn gjennomsnittsverdiene fra deltest 2 og 3. I Figur 49 og Figur 48 tilsvarer metode 1 de grønne søylene, der deltest 1 er helt grønn og gjennomsnittet av deltest 2 og 3 er i skravert grønn. Metode 1 avhenger av deformasjonen ved 1 kN og grunnen til at bøyestivhet og E-modul er høyere ved første deltest kan være at nedbøyningen økte fra deltest 1 til deltest 3.

Ved metode 2 er alle gjennomsnittsverdiene av bøyestivhet og E-modul fra deltest 2 og 3 større enn verdiene fra deltest 1. I Figur 49 og Figur 48 tilsvarer metode 2 de rosa søylene, der deltest 1 er helt rosa og gjennomsnittet av deltest 2 og 3 er i skravert rosa. Fordi metode 2 avhenger av endringen i kraft over nedbøyning, så avhenger beregningene av stigningen til kraft-nedbøyningskurven. At verdiene fra deltest 1 ble mindre kan komme av at det var noe permanent nedbøyning under deltest 1 og at stigningen på kraft-nedbøyningskurven derfor ble slakere enn ved deltest 2 og 3. I Tabell 22 er alle kraft nedbøynings-kurvene presentert. I kuvene for de første testene på elementene kan man se at det er mer permanent nedbøyning enn for de påfølgende testene med samme belastning.

På grunn av slakere kurve ved deltest 1 ble det valgt å bruke stigningstallet fra deltest 2 for å finne bøyestivhet og E-modul i metode 3 og 4. Disse metodene ble kun brukt for noen representative tester. I Figur 50 og Figur 51 er de representative 1 kN-testene og 5 og 9 kN-testene med regresjonslinjer plottet hver for seg. I Figur 52 og Figur 53 er deler av deltest 2 plottet med regresjonslinjer låst til origo. Metode 4 der de lineære regresjonskurvene låses til origo er en utvikling av metode 3 som tar hensyn til den permanente deformasjonen fra første deltest. Med et unntak blir bøyestivheten mindre når kurvene låses til origo, noe som vil si at stigningstallet og dermed E-modul og bøyestivhet også minker når kurvene låses til origo.

5.4. Bruk av returtrevirke som konstruksjonsmateriale

Bruk av returtrevirke som konstruksjonsmateriale medfører en del utfordringer. Blant annet innebærer det en stor jobb å rense materialene for metall og andre forurensninger. Denne manuelle jobben kan være et problem å gjennomføre dersom man skal opprette en større produksjonslinje for sirkulære tredekker fordi det er relativt tidkrevende. Det er likevel sannsynlig at denne prosessen kan forenkles og effektiviseres.

Videre kan råte og misfarging være en utfordring. En del av materialene fra Ragn-Sells hadde spor etter misfarging fra sopp. Dette gjør at materialene ikke kan brukes innendørs uten at det kan føre til helseproblemer (WHO, 2009). Det kan være at materialene kan brukes i bærende konstruksjoner som er dekket til uten at det blir noe problem, men det er ikke blitt undersøkt her.

Det å hente trevirke fra gjenvinningsstasjon er en tredje utfordring. Det var ikke lett å hente materialer fra haugen de lå i, og hvis man i fremtiden kan hente materialer rett fra byggeplass vil det sannsynligvis være en bedre løsning. Men å ta vare på og oppbevare materialer er ifølge Moldekleiv og Mynors (2017) en logistikkutfordring ved ombruk av materialer.

Med utfordringene som følger ved bruk av returtrevirke, har det her uansett vist seg mulig å produsere bærene elementer av returtrevirke som oppnår nåværende bruksgrensekraft i den Eurokode 5. Som Cavalli et al. (2016) har vist, er i tillegg bøyefastheten og elastisitetsmodulen til eldre trevirke omtrent den samme som til nytt trevirke. Dersom returtrevirket skulle være i dårligere kvalitet, for eksempel på grunn av hull fra forbindelser, kan det ifølge (Rose et al., 2018); Trommald og Amundrød (2020) brukes i midtsjikt i krysslimte elementer.

Bruk av returtrevirke har en fordel fremfor nytt virke når det kommer til klimagassutslipp. Ifølge Sørnes et al. (2014) er bruk av returtrevirke et godt klimatiltak fordi levetiden karbonet i trevirket er lagret forlenges og fordi man kan unngå hugging, bearbeiding og i noen tilfeller transport av nytt virke.

Høvling av returtre kan være risikabelt for maskiner fordi det kan være spiker eller andre forurensninger igjen i returtrevirket. Fordi man ikke må høvle lamellene i produksjonen av kantstilte sammenskrudde elementer, kan det være en fordel å produsere slike elementer istedenfor krysslimte elementer når en skal benytte returtrevirke. Å skru sammen lamellene kan også være en fordel når en skal designe et sirkulært element fordi det kan være lettere å demontere elementet enn når lamellene er limt sammen.

5.5. Metodeutfordringer og generelle kommentarer til testoppsett

Den statiske nedbøyningstesten kan si en del om stivhetsegenskapene til elementet, men det hadde vært fordelaktig om alle testene var gjennomført likt. Det vil si at lasthastighet burde vært på 50 N/s for alle 1 kN-testene og at 5 og 9 kN-testene burde ha vært gjennomført på alle elementene.

Nedbøyningstestene fulgte standarden NS-EN 16929, men det hadde også vært en fordel om Homb (2008) sine anbefalinger for gjennomføring av statisk nedbøyningstest ble fulgt.

Dersom en forlast med aktuell brukslast hadde blitt påført i 2-6 minutter før nedbøyningstesten, kunne det kanskje ha blitt mindre permanent deformasjon.

Under nedbøyningstestene ble lasten påført med en linjelast istedenfor en punktlast. Dette ble gjort fordi formlene for nedbøyning av en fritt opplagt bjelke ikke tar hensyn til eventuell vridning i elementene. For å unngå vridning og for at resultatene fra nedbøyningstestene skulle ligne mest mulig på håndberegningene ble det derfor brukt en linjelast. Det er sannsynlig at en punktlast ville gitt andre resultater.

Ujevnheter i gulvet og elementet førte til at lasten ikke ble påført helt jevnt som videre førte til at deformasjonen fra de tre sensorene under linjelasten ga svært ulike resultater. Dette kan observeres i Figur 46. I tillegg ble deformasjonen under opplager sør større enn deformasjonen under opplager nord. Dette ble korrigert ved å bruke gjennomsnittsmålinger, men kan likevel ha hatt en effekt på resultatene.

Det kan ha oppstått friksjon mellom elementene og beskyttelsesplatene til maskinen. Det ble undersøkt at det var en glippe mellom de to delene før testgjennomføring, men hvis det likevel har oppstått friksjon, så ville det ha gitt utslag på nedbøyningsresultatene.

Nedbøyningen vil trolig bli mindre på grunn av friksjonskrefter som holder igjen.

Fordi opplagerne var i tre, ble de deformert under testingen. Sensorene ved opplagerne målte denne deformasjonen, men det hadde sannsynligvis uansett vært en fordel om opplagerne var i et stivere materiale enn elementene.

Det hadde vært en fordel om det ble gjennomført tester som fulgte standarden NS-EN 408 for bestemmelse E-modul. Dette kunne ha vært gjennomført etter den statiske nedbøyningstesten. Testoppsettet burde da ha vært en 4-punktstest og lasten burde ha blitt påført opp mot 40 % av makslast. Da kunne endringen i kraft og nedbøyning blitt hentet fra kurven når den var så lineær at korrelasjonen lå på 0.99.

Fukt har mye å si for trevirkets egenskaper og kan ha påvirket resultatene i denne oppgaven. Under fingerskjøtingen ved ITB ble det målt høye fuktverdier i noen materialer som gjorde at noen av fingerskjøttene ble ødelagt. Fra målingene av fuktighet før nedbøyingstestene kom det fram at fuktigheten varierte fra den ene siden av rommet til den andre. I tillegg kan Brookhuis-styrkesorteren ha gitt feilaktige resultater fordi fuktigheten ble antatt at var lik 12 %, men ikke målt før sortering.

6. Konklusjon

Det kan konkluderes med at etasjeskillere i returtrevirke designet som et kantstilt, skrudd massivtreelement med ulik høyde på lamellene og spenn på 4.85 meter oppnår bruksgrensekrav fra Eurokode 5, Hu og Chui (2006), Byggforskserien og Hamm et al. (2010). I Eurokode 5 kan krav til nedbøyning fra brukslast verifiseres ved håndberegninger, og vibrasjonskrav kan verifiseres ved nedbøyningstester og håndberegninger. Vibrasjonskravene i Byggforskserien, Hamm et al. (2010) og Hu og Chui (2006) kan også verifiseres ved nedbøyningstester og håndberegninger. Kravet om kvadratrotthastighet i utkastet til den nye eurokoden ble regnet på analytisk og ble større enn den laveste tillatte verdien.

Fra håndberegninger kan det konkluderes med at elementet som er fingerskjøtt opplever mindre nedbøyning enn elementet som er buttskjøtt, men nedbøyningstestene gir ikke den samme konklusjonen. Dette kan komme av at det er flere 40 cm-skruer i det buttskjøtte elementet enn i de fingerskjøtte elementene. Elementet som ble fingerskjøtt ved NMBU opplevde minst nedbøyning, noe som kan komme av bruk av 5x100 mm-skruer i fingerskjøtene.

Til slutt kan det konkluderes med at selv om det er en del utfordringer ved bruk av returtrevirke, så har det et potensial som konstruksjonsmateriale. Oppgaven viser at stivheten er tilfredsstillende for elementer som er produsert og at det er mulig å fingerskjøte lengder av returtrevirke.

7. Referanser

- Aarstad, J., Glasø, G. & Bunkholt, A. (2008). *Fokus på tre - Massivtre*. Oslo.
- Aasheim, E., Kleven, B., Sund, H., Kirkegaard, B. J. S.-Å. S. K. H., Landrø, H., Glasø, A. B. G. & Aarstad, J. (2006). *Håndbok - bygge med Massivtreelementer Hefte 1*. Oslo.
- Abeysekera, I. K., Hamm, P., Toratti, T. & Lawrence, A. (2018). Development of a floor vibration design method for Eurocode 5. *INTER 2018*, 27 (1).
- Bell, K. (2017). *Dimensjonering av trekonstruksjoner*: Fagbokforlaget.
- Blevins, R. D. (2016). *Formulas for dynamics, acoustics and vibration*
- Bostik. (2016). *Trelim 800 Polyuretan teknisk datablad*.
- Brandao, M., Lévassieur, A., Kirschbaum, M. U. F., Weidema, B. P., Cowie, A. L., Jorgensen, S. V., Hauschild, M. Z., Pennington, D. W. & Chomkhamsri, K. (2013). Key issues and options in accounting for carbon sequestration and temporary storage in life cycle assessment and carbon footprinting. *International Journal of Life Cycle Assessment*, 18 (1): 230-240. doi: 10.1007/s11367-012-0451-6.
- Brookhuis. (2022). *Strength grading handhelds*. Tilgjengelig fra: <https://brookhuis.com/wood-testing/strength-grading/strength-grading-handhelds/> (lest 8.5.2022).
- Byggforsk, S. (2011). *522.351 Trebjelkelag. Dimensjonering og utførelse*.
- Cavalli, A., Bevilacqua, L., Capecchi, G., Cibecchini, D., Fioravanti, M., Goli, G., Togni, M. & Uzielli, L. (2016). MOE and MOR assessment of in service and dismantled old structural timber. *Engineering Structures*, 125: 294-299. doi: 10.1016/j.engstruct.2016.06.054.
- Ceccotti, A., Fragiaco, M. & Giordano, S. (2007). Long-term and collapse tests on a timber-concrete composite beam with glued-in connection. *Materials and Structures*, 40: 15-25. doi: 10.1617/s11527-006-9094-z.
- Eric Borgström, J. F. (2017). *KL-trähandbok Fakta och projectering av KL-träkonstruksjoner*. Stockholm: Svenskt Trä.
- ESSVE. *Produktdatablad Essdrive treskrue*.
- Europeisk Standard. (2002). *NS-EN 1990:2002+NA:2008*. Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner: Norsk Standard.
- Europeisk Standard. (2004). *NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010*. Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger: Norsk Standard.
- Europeisk standard. (2020). *Consolidated Version prEN 1995-1-1 20XX v2*
- Franz F. P. Kollmann, W. A. C., Jr. (1968). *Principles of Wood Science and Technology* b. I. Berlin: Springer-Verlag New York Inc. .
- Hafner, A., Ott, S. & Winter, S. (2014). *Recycling and End-of-Life Scenarios for Timber Structures*, Dordrecht: Springer Netherlands.
- Hamm, P., Richter, A. & Winter, S. (2010). *Floor vibrations - new results*. World Conference on Timber Engineering.
- Homb, A. (2005). *Low frequency sound and vibrations from impacts on timber floor constructions*. Trondheim: Norwegian University of Science and Technology.
- Homb, A. (2007). *Kriterier for opplevde vibrasjoner i etasjeskillere*.
- Homb, A. (2008). *Vibrasjonsegenskaper til dekker av massivtre*: SINTEF Byggforsk.
- Hu, L. J. & Chui, Y. H. (2006). *Development of a Design Method to Control Vibrations Induced by Normal Walking Action in Wood-Based Floors*.

Johansson, M. (2016). *Structural properties of sawn timber and engineered wood products* 2utg. Design of timber structures - Structural aspects of timer construction, b. 1. Stockholm Swedish Forest Industries Federation

Swedish Wood.

Kleinhenz, M., Just, A. & Frangi, A. (2021). Experimental analysis of cross-laminated timber rib panels at normal temperature and in fire. *Engineering Structures*, 246: 113091. doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.113091>.

Kolstad, S. T. & Homb, A. (2009). *Beregning av nedbøyning til trebjelkelag. Vurdering av parametere og beregningsresultater.*

Kyrkjeeide, M. O. B., Jesamine; Rusch, Graciela M.; Sandvik, Hanno; Nordén, Jenni. (2020). *Karbonlagring i norske økosystemer (revidert utgave)*. NINA Temahefte; 76b: Norsk Institutt for Naturforskning (NINA).

Mårtensson, A. (2016). *Design for serviceability* 2utg. Design of timber structures Structural aspects of timber construction b. 1. Stockholm: Swedish Forest Industries Federation

Swedish Wood.

Moldekleiv, R. S. & Mynors, M. E. T. (2017). *Gjenbruk av bygningskomponenter og -materialer* Norges miljø- og biovitenskapelige universitet.

Næss, J. K. (2019). *Klimagassutslipp fra lameller til krysslimt tre : bruk av innsatsfaktorer og allokeringmetoder i tråd med EPD prinsipper*. Ås: Norwegian University of Life Sciences.

Norsk limtreprodusenters forening. (2015). *Limtreboka*.

Norsk Standard. (2002a). *NS-EN 13183-1 2002 Fuktinnhold i et virkestykke av skurlast - Del 1 Bestemmelse ved tørkem metode.*

Norsk Standard. (2002b). *NS-EN 13183-2 2002 Fuktinnhold i et virkestykke av skurlast - Del 2 Bestemmelse ved elektrisk motstandsmåling*

Norsk Standard. (2005). *NS-EN 13183-3 2005 Fuktinnhold i et skurlaststykke - Del 3 Estimering ved kapasitansmetode.*

Norsk Standard. (2006a). *NS-EN ISO 14040 Miljøstyring Livsløpsvurdering Prinsipper og rammeverk.*

Norsk Standard. (2006b). *NS-EN ISO 14044:2006 Miljøstyring Livsløpsvurdering Krav og retningslinjer. .*

Norsk Standard. (2009). *NS-INSTA 142:2009*. Nordiske regler for visuell styrkesortering av trelast. Lysaker: Standard Norge.

Norsk Standard. (2010). *NS-EN 408:2010+A1:2012 Trekonstruksjoner - Konstruksjonstre og limtre - Bestemmelse av noen fysiske og mekaniske egenskaper.*

Norsk Standard. (2012). *NS-EN 15804:2012+A2:2019 Bærekraftige byggverk Miljødeklarasjoner Grunnleggende produktkategoriregler for byggevarer.*

Norsk Standard. (2014). *EN 15497:2014 Structural finger jointed soild timber - Performance requirements and minimum production requirements*

European committee for standardization.

Norsk Standard. (2016). *NS-EN 338:2016 Konstruksjonstrevirke - Fasthetsklasser.*

Norsk Standard. (2018a). *NS-EN 14081-2 2018 Trekonstruksjoner Styrkesortert konstruksjonstrevirke med rektangulært tverrsnitt Del 2 Maskinell sortering; tilleggskrav og typeprøving*: Standard Norge.

Norsk Standard. (2018b). *NS EN 16929:2018 Prøvmingsmetoder Tregulvsystemer Bestemmelse av vibrasjonsegenskaper.*

Ohlsson, S. V. (1982). *Floor vibrations and human discomfort*, [425]. Göteborg: Chalmers University of Technology, Division of Steel and Timber Structures.

- Ragn-Sells. (2022). *Ragn-Sells Moss*. Tilgjengelig fra: <https://www.ragnsells.no/om-oss/avdelinger/avdelingsoversikt/moss/> (lest 5.10.2022).
- Regjeringen. (2021). *Verner 26 viktige skogområder* Tilgjengelig fra: <https://www.regjeringen.no/no/aktuelt/verner-26-viktige-skogomrader/id2892710/>.
- Rose, C., Bergsagel, D., Dufresne, T., Unubreme, E., Lyu, T., Duffour, P. & Stegemann, J. (2018). Cross-Laminated Secondary Timber: Experimental Testing and Modelling the Effect of Defects and Reduced Feedstock Properties. *Sustainability*, 10. doi: 10.3390/su10114118.
- Sentralbyrå, S. (2021). *Avfallsregnskapet 2020*.
- SINTEF, C. (2020). *SINTEF Teknisk Godkjenning Norsk Massivtre*.
- Skaug, A. Ø. E. (2007). *Fokus på tre - Konstruksjonsvirke*. 43: Trefokus, Treteknisk.
- Sørnes, K., Nordby, A. S., Fjeldheim, H., Hashem, S. M. B., Mysen, M. & Schlanbusch, R. D. (2014). *Anbefalinger ved ombruk av byggematerialer*. Oslo
- Svensson, A. D., L. S. . (2021). *Bærekraftig skogbruk i Norge*: Norsk institutt for bioøkonomi (NIBIO).
- Thompson, M. K. & Thompson, J. M. (2017). *ANSYS mechanical APDL for finite element analysis*. Oxford, England: Butterworth-Heinemann.
- Tomasi, R., Crosatti, A. & Piazza, M. (2010). Theoretical and experimental analysis of timber-to-timber joints connected with inclined screws. *Construction and Building Materials*, 24 (9): 1560-1571. doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.03.007>.
- Treteknisk. (2022). *Fingerskjøtt konstruksjonsvirke*. Tilgjengelig fra: <https://www.treteknisk.no/tjenester/sertifisering-og-kontrollordninger/sertifisering/ce-merking/fingerskjott-konstruksjonsvirke> (lest 24.01.2022).
- Trommald, G. G. & Amundrød, K. W. (2020). *Bruk av returtre i KL-tre-elementer*. Ås: Norges miljø- og biovitenskapelige universitet.
- US Department of Agriculture. (2010). *Wood Handbook - Wood as an Engineering Material*. I: Service, F. & Laboratory, F. P. (red.).
- Ussher, E., Arjomandi, K. & Smith, I. (2022). Status of vibration serviceability design methods for lightweight timber floors. *Journal of Building Engineering*, 50. doi: 10.1016/j.job.2022.104111.
- Wallner-Novak, D. D. M., Koppelhuber, D. J. & Pock, D. K. (2014). *Cross-Laminated Timber Structural Design*.
- Basic design and engineering principles according to Eurocode*, b. 1st edition english. Immenstadt: ProHolz Austria.
- WHO. (2009). *WHO guidelines for indoor air quality: dampness and mould.*: World Health Organization. Regional Office for Europe. doi: <https://apps.who.int/iris/handle/10665/164348>.
- WoodWorks. (2021). *U.S Mass Timber Floor Vibration Design Guide*.

8. Vedlegg

Vedlegg A: Styrkesortering, dimensjoner og fuktmålinger

Tabell I – Styrkesortering

Tykkelse [mm]	Høyde [mm]	Lengde [mm]	ρ_{mod} [kg/m ³]	Vekt [kg]	Fuktighet [%]	Klasse	MOE [MPa]
47	195	2090	530	10.15	12.0	C18	9341
47	194	2794	522	13.30	12.0	C35	16447
47	195	1000	447	4.10	12.0	C24	11106
47	194	1000	461	4.20	12.0	C24	11829
47	194	1000	499	4.55	12.0	C24	11969
47	195	1000	518	4.75	12.0	C30	12718
47	194	1551	431	6.10	12.0	C24	10180
47	195	1400	499	6.40	12.0	C30	13925
48	198	1515	444	6.40	12.0	C24	12234
47	195	1526	465	6.50	12.0	C24	12906
47	196	1653	460	7.00	12.0	C24	9536
47	195	1437	547	7.20	12.0	C18	8983
48	197	1614	478	7.30	12.0	C24	10121
47	197	1793	449	7.45	12.0	C24	9641
47	198	1594	506	7.60	12.0	C30	15242
47	196	1833	450	7.60	12.0	C18	8141
47	195	1590	539	7.85	12.0	C18	8897
47	194	2794	330	8.50	13.3	C18	10621
47	196	1689	550	8.55	12.0	C35	17297
48	198	1865	482	8.55	12.0	C24	10895
48	194	1953	525	9.55	12.0	C30	13788
47	194	2250	485	9.95	12.0	C24	11658

Tabell II oppgir målte dimensjonene for de ulike elementene før testene ble gjennomført.

Tabell II - Dimensjoner på elementer

Element 1		Element 2			Element 3	
høyde	236.7	høyde	233		høyde	238
bredde	1210	bredde	1200*	1192*	bredde	1200
lengde	5050	lengde	5050		lengde	5050

*topplata er 1200, bredden på lamellene er 1192

I Tabell III er resultatene fra fuktmålingene av elementet presentert.

Resultatene er ikke normalfordelt og det er derfor oppgitt median og kvartiler. Men siden det er gjort flere målinger fra noen deler av elementet og arealet av de ulike delene varier, er også et arealvektet gjennomsnitt oppgitt.

Tabell III - Fuktmålinger

Element og fukt-målings- posisjon	Vektet gjennom- snittlig fuktighet:	Gjennom- snittlig fuktighet:	Standard- avvik:	Gjennom- snitt topplate:	Gjennom- snittlig fuktighet for 198mm- lameller:	Gjennom- snittlig fuktighet for 98mm- lameller:	Median	1.kvartil	3.kvartil
1 totalt		12.71	0.88				12.50	12.00	13.60
Nordside	12.73	12.47	0.84	14.17	12.42	12.16	12.30	11.90	12.83
Sørside +midt		13.21	0.73		13.20	12.40	13.55	12.60	13.70
2 totalt	13.05	12.82	1.13				12.50	12.00	13.70
Nordside	12.79	12.49	1.08	14.13	12.17	12.53	12.30	11.90	12.80
Sørside +midt		13.70	0.70		13.44	13.87	13.70	13.15	14.23
3 totalt		12.65	0.72				12.50	12.00	13.30
Nordside	12.44	12.35	0.66	13.31	11.94	12.35	12.30	11.90	12.60
Sørside +midt	13.56	13.48	0.85	14.52	12.98	13.47	13.50	12.93	14.15

Vedlegg B: Nedbøyningsresultater

Tabellen under viser gjennomsnittlig maksimale nedbøyning fra alle testene som er gjennomført. De radene som er markert i rødt, representerer tester der noe under testingen har gjort at testresultatene er upålitelige. Disse resultatene er ikke tatt med i andre utregninger av nedbøyning.

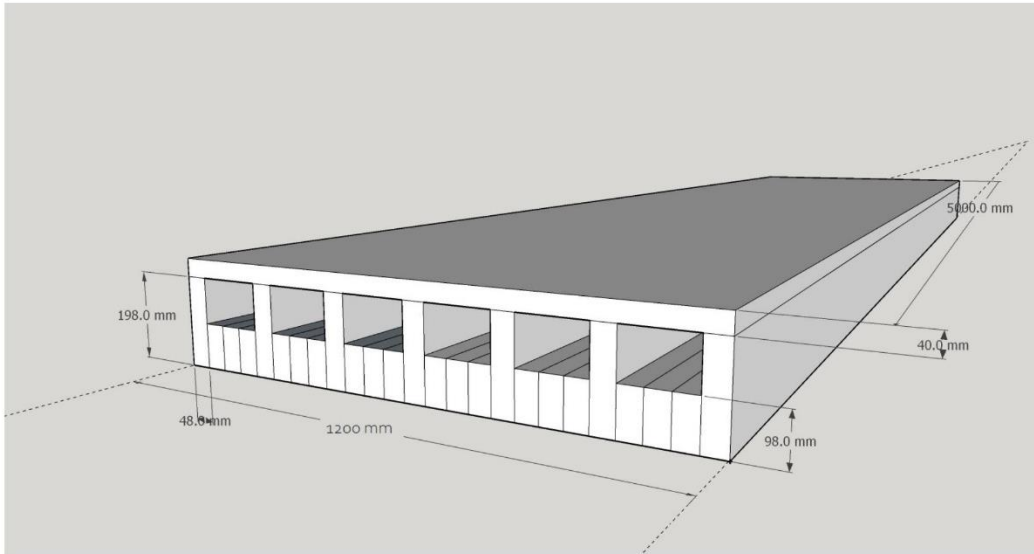
Element x – test x	Type test	Nedbøyning	Midlere maksimale nedbøyning, deltest 1	Midlere maksimale nedbøyning, deltest 2	Midlere maksimale nedbøyning, deltest 3
1 - 2	5 kN, 5 mm/min, gummislange, friksjon	Full belastning	2.6363 mm	2.6876 mm	2.7045 mm
		2 kN	0.8601 mm	0.8081 mm	0.6273 mm
		1 kN	0.3134 mm	0.2878 mm	0.3288 mm
1 - 3	5 kN, 5 mm/min, gummislange	Full belastning	2.2861 mm	2.3151 mm	2.3270 mm
		2 kN	0.7877 mm	0.7496 mm	0.7604 mm
		1 kN	0.4180 mm	0.3860 mm	0.4052 mm
1 - 4	9 kN, 5 mm/min, gummislange	Full belastning	5.1512 mm	5.2600 mm	5.3177 mm
		2 kN	0.7700 mm	0.7855 mm	0.8184 mm
		1 kN	0.4052 mm	0.3613 mm	0.3386 mm
2 - 6	5 kN, 5 mm/min, gummislange	Full belastning	3.5307 mm	3.5847 mm	3.6051 mm
		2 kN	0.9249 mm	0.8244 mm	0.8946 mm
		1 kN	0.3917 mm	0.4148 mm	0.3841 mm
2 - 7	5 kN, 5 mm/min, gummislange	Full belastning	2.6677 mm	2.6780 mm	2.6823 mm
		2 kN	0.8462 mm	0.8323 mm	0.8734 mm
		1 kN	0.4043 mm	0.3774 mm	0.3657 mm
1 - 1	1 kN, 50 N/s, gummislange		0.3867 mm	0.3993 mm	0.4050 mm
2 - 2	1 kN, 50 N/s		0.4054 mm	0.4144 mm	0.4171 mm
2 - 3	1 kN, 50 N/s, trebiter		0.5110 mm	0.5182 mm	0.5188 mm
2 - 4	1 kN, 50 N/s, gummislange		0.4252 mm	0.4292 mm	0.4285 mm
2 - 5	1 kN, 50 N/s, gummislange, sensorbytte		0.4086 mm	0.4096 mm	0.4111 mm
2 - 1	1 kN, 100 N/s, last over 1 kN, justering av opplagere med 3 mm treplater		0.5302 mm	0.5775 mm	0.5969 mm
3 - 0	1 kN, 100 N/s, posisjonsbestemt		--	--	--
3 - 1	1 kN, 100 N/s, lastbestemt		0.5022 mm	0.5129 mm	0.5181 mm
3 - 2	1 kN, 100 N/s, lastbestemt		0.4999 mm	0.4996 mm	0.5034 mm

Vedlegg C: Beregninger

5/15/22, 8:26 PM

Håndberegninger - Colaboratory

▼ Håndberegninger



▼ Informasjon:

Klimaklasse 1 (bærende elementer innendørs [NS-EN 1995-1-1:2004/NA:2010 - Tabell NA.901]
Brukskategori A (Arealer for inneaktiviteter og hjemmeaktiviteter) [NS-En 1991-1-1:2002+NA2008 - Tabell 6.1]

```
k_def = 0.6 # Tabell 3.2  
psi2 = 0.3
```

▼ Vekt av element:

Egenlast med utgangspunkt i at vi bruker C24 og en tewo-KL3-plate:

Tetthet for konstruksjonstrevirke C24:

$$\rho_{mean} = 420 \text{ kg/m}^3$$

Tetthet for konstruksjonstrevirke T15:

$$\rho_{mean} = 430 \text{ kg/m}^3$$

Tetthet for skruer:

$$\rho_{mean} = 7500 \text{ kg/m}^3$$

Dimensjonene for de korte lamellene er:

$$48 \cdot 98 \cdot 5050 \text{ mm}^3 \text{ og det er 18 stk.}$$

Og dimensjonene for de høye lamellene er:

$$48 \cdot 198 \cdot 5050 \text{ mm}^3 \text{ og det er 7 stk.}$$

Dimensjonene for de høye lamellene for elementet som er buttskjøtt er:

$$45 \cdot 195 \cdot 5050 \text{ mm}^3 \text{ og det er også 7 stk. av disse}$$

Tewo KL3-plata har tettheten:

$$\rho_{mean} = 430 \text{ kg/m}^3$$

Og dimensjonene:

$$1200 \cdot 40 \cdot 5050 \text{ mm}^3$$

Masse = $\rho \cdot \text{volum}$

$$\text{Egenlast: } g_k = (A_1 \cdot \rho_1 + A_2 \cdot \rho_2 + A_3 \cdot \rho_3) \cdot g$$

```
import numpy as np
```

```
rho_c24 = 420          # kg/m3  
rho_T15 = 430         # kg/m3  
rho_KL3 = 430         # kg/m3  
rho_skrue = 7500      # kg/m3  
rho_air = 1.225
```

```

V1_c24 = 0.048*0.098*5.05*18 # m3
V2_c24 = 0.048*0.198*5.05*7 # m3
V2_T15 = 0.045*0.195*5.05*7 # m3
V_KL3 = 1.2*0.04*5.05 # m3
V_skrue = np.pi*0.004**2*0.4*62 # m3
V_air = 0.1*0.048*3*6

print(V_air, V1_c24)

mass = V1_c24*rho_c24 + V2_c24*rho_c24 + V_KL3*rho_KL3 + V_skrue*rho_skrue + V_air*rho_air # kg
print(f"Massen for fingerskjøtte element = {mass} kg")

dens = (V1_c24*rho_c24 + V2_c24*rho_c24 + V_KL3*rho_KL3 + V_skrue*rho_skrue + V_air*rho_air)/(V1_c24+V_KL3+V2_c24+V_skrue+V_air)
print(f"Densiteten til de fingerskjøtte elementene er = {dens} kg/m3")

massb = V1_c24*rho_c24 + V2_T15*rho_T15 + V_KL3*rho_KL3 + V_skrue*rho_skrue + V_air*rho_air # kg
print(f"Massen for buttskjøtt element = {massb} kg")

A1_c24 = 0.048*0.098*18 # m2
A2_c24 = 0.048*0.198*7 # m2
A2_T15 = 0.045*0.195*7 # m2
A_KL3 = 1.2*0.04 # m2

g = 9.81 # N/kg

g_k = (A1_c24*rho_c24 + A2_c24*rho_c24 + A_KL3*rho_KL3)*g # N/m
print(f"Egenlast, fingerskjøtt, q_k = {g_k} N/m")

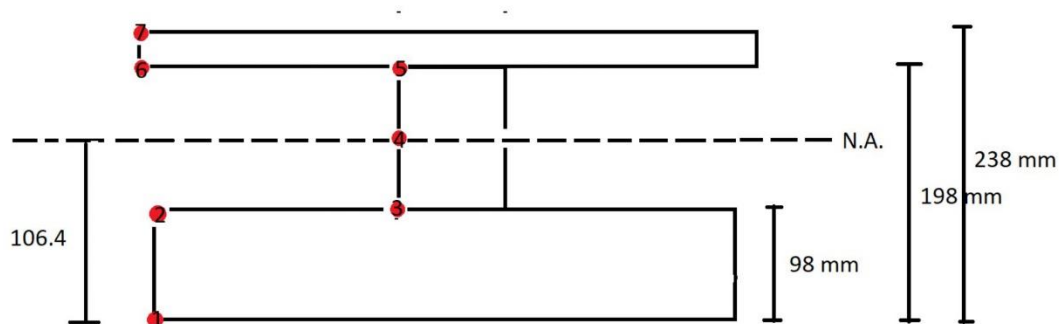
g_kb = (A1_c24*rho_c24 + A2_T15*rho_T15 + A_KL3*rho_KL3)*g # N/m
print(f"Egenlast buttskjøtt, q_k = {g_kb} N/m")

0.0864 0.42759359999999996
Massen for fingerskjøtte element = 434.3824197370832 kg
Densiteten til de fingerskjøtte elementene er = 397.20172327620816 kg/m3
Massen for buttskjøtt element = 426.66091923708314 kg
Egenlast, fingerskjøtt, q_k = 825.4526400000001 N/m
Egenlast buttskjøtt, q_k = 810.4530519 N/m

```

▼ Effektiv I-modul og nøytralakse:

Finner nøytralakse.



$$N. A. = \frac{A_1 \bar{y}_1 + A_2 \bar{y}_2 + A_3 \bar{y}_3}{A_1 + A_2 + A_3}$$

```
# Nøytralakse - fingerskjøtt element
```

```
# N.A for fingerskjøtt element:
```

```
A_1 = 18*(0.098*0.048) # m2
y_1 = 0.098/2 # m
A_2 = 7*(0.198*0.048) # m2
y_2 = 0.198/2 # m
A_3 = 1.200*0.040 # m2
y_3 = 0.198 + 0.020 # m
```

```
NA = (A_1*y_1+A_2*y_2+A_3*y_3)/(A_1+A_2+A_3)
print(f"N.A. = {NA} m")
```

```
N.A. = 0.10642168674698796 m
```

```
# Nøytralakse for buttskjøtt element:
```

```
A_22 = 7*(0.195*0.045) # m2
y_22 = 0.195/2 # m
y_33 = 0.195+0.020 # m
```

```
NA1 = (A_1*y_1+A_22*y_22+A_3*y_33)/(A_1+A_22+A_3)
print(f"N.A. for buttskjøtt element = {NA1} m")
```

```
N.A. for buttskjøtt element = 0.10540021484103307 m
```

▼ Effektiv bøyestivhet etter eurokode 5 (mekanisk sammensatte bjelker)

$$EI_{ef} = \sum_{i=1}^3 (E_i I_i + \gamma E_i A_i a_i^2)$$

der

$$\gamma = \left[1 + \frac{\pi^2 E_i s_i}{K_i E} \right]^{-1}$$

der K_i er glidemodulen til de mekaniske forbindelsesmidlene

For bruksgrensetilstand er $K_i = K_{ser} = \rho_m^{1.5} d / 23$ [EN-1995 Tabell 7.1]

$$\rho_m = \rho_{tre}$$

Fingerskjøtt element:

```
E_0 = 11*10**9 # the elastic modulus for C24 parallel to grain in the clt-plate
E_90 = 0.37*10**9 # the elastic modulus for C24 perpendicular to grain in the clt-plate
E_clt = (E_0+E_90+E_0)/3 # Elastic modulus for the clt plate

# Først CLT-plate
t = 0.04/3 # m
b = 1.2 #
E = 11*10**9
G = 0.69*10**9 # Pa
l = 4.85 # m
gamma_1clt = 1/(1+(np.pi**2*E_0*t**2)/(l**2*G))
gamma_2clt = 1
gamma_3clt = 1/(1+(np.pi**2*E_0*t**2)/(l**2*G))
a1 = a3 = 2*t
a2 = 0
EI_clt = E_0*((b*t**3)/12+(gamma_1clt*b*t*a1**2)+(b*t**3)/12+(gamma_2clt*b*t*a2**2)+(b*t**3)/12+(gamma_3clt*b*t*a3**2))
I_clt = ((b*t**3)/12+(gamma_1clt*b*t*a1**2)+(b*t**3)/12+(gamma_2clt*b*t*a2**2)+(b*t**3)/12+(gamma_3clt*b*t*a3**2))

# Deretter hele elementet. Nå er clt-plata en del med en effektiv bøyestivhet lik EI_clt
E = 11*10**9 # Pa
b1 = 0.048*18
b2 = 0.048*7
b3 = 1.2
h1 = 0.098
h2 = 0.198
h3 = 0.04

d1 = 8 # diameter; utvendig gjengediameter, heco-skrue, mm
d3 = 5 # diameter; utvendig gjengediameter, treskure
s = 0.168 # avstand mellom forbindelser (antagelse ca. 218 mm (skruer i CLT-steg-overgang)-50 mm(ca-possisjon til skrue)=168)

K1 = (0.16*E*d1**3)**(-3) # N/m - # Ceccotti
K3 = (0.16*E*d3**3)**(-3)

print(f"K1 = {K1*10**(-6)} kN/mm, K3 = {K3*10**(-6)} kN/mm")

gamma_1 = 1/(1+(np.pi**2*E*h1*b1*s)/(l**2*K1))
gamma_2 = 1
gamma_3 = 1/(1+(np.pi**2*E_clt*h3*b3*s)/(l**2*K3))
print(f"gamma_1 = {gamma_1}, gamma_3 = {gamma_3}")

a1 = NA-0.05
a2 = (gamma_1*E*b1*h1*(h1+h2)-gamma_3*E*h3*b3*(h2+h3))/(2*(gamma_1*E*b1*h1+gamma_2*E*b2*h2+gamma_3*E*b3*h3))
a3 = 0.218-NA
# print(f"a1 = {a1}, a2 = {a2}, a3 = {a3}")

EI_eff = (E*b1*h1**3/12+gamma_1*E*b1*h1*a1**2)+(E*b2*h2**3/12+gamma_2*E*b2*h2*a2**2)+(EI_clt+gamma_3*E_clt*b3*h3*a3**2)
print(f"EI_eff = {EI_eff*10**(-6)} 10^6 Nm^2")

Ieff = (b1*h1**3/12+gamma_1*b1*h1*a1**2)+(b2*h2**3/12+gamma_2*b2*h2*a2**2)+(I_clt+gamma_3*b3*h3*a3**2)
print(f"Ieff = {Ieff}")

K1 = 14.08 kN/mm, K3 = 8.799999999999999 kN/mm
gamma_1 = 0.17658820276327516, gamma_3 = 0.2585978883158523
EI_eff = 5.114915468630986 10^6 Nm^2
Ieff = 0.0005147711951986746
```

▼ Buttskjøtt element:

Norsk Massivtres reduksjonsfaktor fra Teknisk Godkjenning for de buttskjøtte elementene som ganges med stivheten EI. Reduksjonsfaktoren kalles for $k_{EI,red}$ og er gitt ved:

<https://colab.research.google.com/drive/11S589uqy-yg0ABCmyT5jZKbeMwfXDZF#scrollTo=FAm9Kj1xQnJj&printMode=true>

3/11

$$k_{EI,red} = 2.577 - 0.464L + 0.0283L^2$$

```
k_EIred = 2.577-(0.464*1)+0.0283*1**2
print(k_EIred)
```

```
0.9922867499999999
```

```
# Først CLT-plate
t = 0.04/3 # m
b = 1.2 # m
E = 11*10**9 # Pa
G = 0.69*10**9 # Pa
l = 4.85 # m
gamma_1clt = 1/(1+(np.pi**2*E*t**t)/(l**2*G))
gamma_2clt = 1
gamma_3clt = 1/(1+(np.pi**2*E*t**t)/(l**2*G))
a1 = a3 = 2*t
a2 = 0
EI_clt = E*((b*t**3)/12+(gamma_1clt*b*t*a1**2)+(b*t**3)/12+(gamma_2clt*b*t*a2**2)+(b*t**3)/12+(gamma_3clt*b*t*a3**2))
I_clt = ((b*t**3)/12+(gamma_1clt*b*t*a1**2)+(b*t**3)/12+(gamma_2clt*b*t*a2**2)+(b*t**3)/12+(gamma_3clt*b*t*a3**2))

# Deretter hele elementet. Nå er clt-plata en del med en effektiv bøyestivhet lik EI_clt
E_T15 = 11.5*10**9 # E-modul for T15
b1 = 0.048*18
b2 = 0.045*7
b3 = 1.2
h1 = 0.098
h2 = 0.195
h3 = 0.04
d1 = 8 # diameter; utvendig gjengediameter, heco-skrue, mm
d3 = 5 # diameter; utvendig gjengediameter, treskure
s = 0.165 # avstand mellom forbindelser (antagelse ca. 215 (posisjon til "forbindelser" i CLT)-50 (ca-possisjon til skrue)=165)

K1 = (0.16*11*10**3*d1)*10**3 # N/m
K3 = (0.16*11*10**3*d3)*10**3

print(f"K1 = {K1*10**(-6)} kN/mm, K3 = {K3*10**(-6)} kN/mm")

gamma_1 = 1/(1+(np.pi**2*E*h1*b1*s)/(l**2*K1))
gamma_2 = 1
gamma_3 = 1/(1+(np.pi**2*E*h3*b3*s)/(l**2*K3))

a1 = NA-0.05 # avstand fra NA til forbindelse
a2 = (gamma_1*E*b1*h1*(h1+h2)-gamma_3*E*b3*h3*(h2+h3))/(2*(gamma_1*E*b1*h1+gamma_2*E*b2*h2+gamma_3*E*b3*h3))
a3 = 0.215-NA

Ieffb = ((b1*h1**3/12+gamma_1*b1*h1*a1**2)+(b2*h2**3/12+gamma_2*b2*h2*a2**2)+(I_clt+gamma_3*b3*h3*a3**2))
print(f"I_eff = {Ieffb}")

EI_effb = ((E*b1*h1**3/12+gamma_1*E*b1*h1*a1**2)+(E_T15*b2*h2**3/12+gamma_2*E_T15*b2*h2*a2**2)+(EI_clt+gamma_3*E*b3*h3*a3**2))

K1 = 14.08 kN/mm, K3 = 8.799999999999999 kN/mm
I_eff = 0.00045455740005987506
```

▼ Egenskaper til ANSYS-modell:

Tykkelse på forenklet element blir:

$$t = \left(\frac{I_{12}}{b}\right)^{1/3}$$

```
t = (Ieff*12/1.2)**(1/3)
print(f"Tykkelse = {t*10**3} mm")
```

```
# Densitet til ANSYS-modell: (det bør være samme masse som det faktiske elementet)
V_simplified = 5.05*1.2*t # m3
print(f"Volum til forenklet modell: {V_simplified} m3")
dens_s = mass/V_simplified
print(f"Densitet til forenklet modell: {dens_s} kg/m3")
```

```
# E-modul:
print(f"E-modul til ANSYS-modell: {EI_eff/Ieff*10**(-9)} GPa")
```

```
Tykkelse = 172.66517206909063 mm
Volum til forenklet modell: 1.0463509427386892 m3
Densitet til forenklet modell: 415.1402765501821 kg/m3
E-modul til ANSYS-modell: 9.936289202539582 GPa
```

▼ E-modul - håndberegnet:

```
E=EI_eff/Ieff; Eb = EI_effb/Ieffb
```

```
print(f"E_beregnet = {E*10**(-9)} GPa, E_beregnet_buttskjøtt = {Eb*10**(-9)} GPa")
```

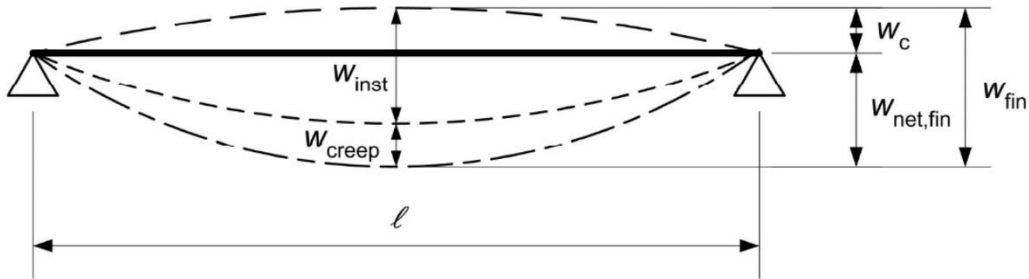
```
E_beregnet = 9.936289202539582 GPa, E_beregnet_buttskjøtt = 10.369872583304701 GPa
```

▼ Nedbøyningen blir:

7.2 Grenseverdier for nedbøyninger av bjelker

(1) Nedbøyningen som er et resultat av flere påvirkninger og en lastkombinasjon (se 2.2.3(5)), er vist på figur 7.1, der symbolene er definert som følger, se 2.2.3:

- W_c er overhøyden (om konstruksjonsdelen er produsert med en slik);
- W_{inst} er umiddelbar nedbøyning;
- W_{creep} er nedbøyning som følge av kryp;
- W_{fin} er den endelige nedbøyningen;
- $W_{net,fin}$ er netto endelig nedbøyning.



Figur 7.1 – Nedbøyningskomponenter

(2) Netto nedbøyning under en rett linje mellom oppleggene, $W_{net,fin}$, er gitt ved:

$$W_{net,fin} = W_{inst} + W_{creep} - W_c = W_{fin} - W_c \quad (7.2)$$

MERKNAD De anbefalte grenseverdiene for nedbøyning av bjelker med et spenn ℓ er gitt i tabell 7.2 ut fra det deformasjonsnivået som anses å være akseptabelt. Informasjon om nasjonale krav kan angis i det nasjonale tillegget.

Tabell 7.2 – Eksempler på grenseverdier for nedbøyninger av bjelker

	W_{inst}	$W_{net,fin}$	W_{fin}
Bjelke på to opplegg	$\ell/300$ til $\ell/500$	$\ell/250$ til $\ell/350$	$\ell/150$ til $\ell/300$
Utkragede bjelker	$\ell/150$ til $\ell/250$	$\ell/125$ til $\ell/175$	$\ell/75$ til $\ell/150$

▼ Lastkombinasjoner - bruksgrensetilstand:

I klimaklasse 1 er $k_{def} = 0.6$

Variabel nyttelast, q_k , etter NS-EN 1991-1-1::

Brukkategori A - $q_k : 1.5 - 2 kN/m^2$ [NS-En 1991-1-1:2002+NA2008 - tabell 6.2]

For bevegelige skillevegger med en egenlast på $\leq 1.0 kN/m$: $q_k = 0.5 kN/m^2$

For nyttelasten er $\psi_{1,1} = 0.5$ og $\psi_{2,1} = 0.3$

Langtidsnedbøyningen kan uttrykkes slik:

$$w_{creep} = k_{def} w_{inst}$$

Og den totale nedbøyningen fra både øyeblikkslaster og kryp er:

$$w_{fin} = w_{inst} + w_{creep}$$

Lastkombinasjon for øyeblikkelig nedbøyning (karakteristisk):

$$p_{inst} = g_k + q_k$$

Lastkombinasjon for langtidsnedbøyning (kvasi-permanent):

$$p_{creep} = g_k k_{def} + q_k \psi_2 k_{def}$$

$$w_{fin} = \frac{5p_{stat} l^4}{384EI} + \frac{5p_{creep} l^4}{384EI}$$

```

q_k = (2+0.5)*10**3*1.2 # N/m
psi1 = 0.5
psi2 = 0.3
kdef = 0.6

# fingerskjøtt
p_kar = (g_k+q_k) # øyeblikkelig
p_perm = g_k*k_def+q_k*psi2*k_def # langtidsnedbøyning
p_fin = p_kar+p_perm
print(f"Lasten for deformasjon for fingerskjøtt element er gitt ved {p_fin*10**3} N/mm")
print(f"Lasten per m^2 er: {(p_fin/5.05)} N/m^2" # *10**(-6)} MPa

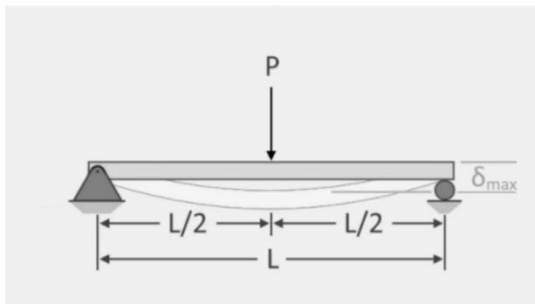
# buttskjøtt
p_karb = (g_kb+q_k) # øyeblikkelig
p_permb = g_kb*k_def+q_k*psi2*k_def # langtidsnedbøyning
p_finb = p_karb+p_permb
print(f"Lasten for deformasjon for buttskjøtt element er gitt ved {p_finb} N/m")

Lasten for deformasjon for fingerskjøtt element er gitt ved 4860724.223999999 N/mm
Lasten per m^2 er: 962.5196483168316 N/m^2
Lasten for deformasjon for buttskjøtt element er gitt ved 4836.72488304 N/m

```

▼ Punktlast:

For å teste elementet for nedbøyning, antas det at elementet tilsvarer en fritt opplagt bjelke med en punktlast på midten. Da blir nedbøyningen lik:



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

```

P = 1*10**3 # N

E=(EI_eff/Ieff)
Eb = (EI_effb/Ieffb)
G = E/16
Gb = Eb/16
print(f"E={E*10**(-9)} GPa, G = {G*10**(-9)} GPa")
print(f"E_buttksjøtt={Eb*10**(-9)} GPa, G_buttksjøtt = {Gb*10**(-9)} GPa")

A_ = (5/6)*1.2*0.238 # m2
A_b = (5/6)*1.2*0.235
l = 4.85 # m
h = 238*10**(-3)
h1 = 235*10**(-3)

#Nedbøyning fra punktlast på fingerskjøtte elementer, gamma-metoden:
delta = (P*1**3)/(48*EI_eff) + (P*1)/(4*G*A_)
print(f"Nedbøyning fra punktlast på fingerskjøtte elementer = {delta*10**3} mm")

# Nedbøyning fra punktlast for element med buttskjøtt:
delta_b = (P*1**3)/(48*EI_effb*k_EIred) + (P*1)/(4*G*A_b)
print(f"Nedbøyning fra punktlast på buttskjøtt element = {delta_b*10**3} mm")

# Total Nedbøyning for fingerskjøtte elementer:
delta_e = (5*p_fin*1**4)/(384*EI_eff)
print(f"Nedbøyningen fra SLS-lastkombi. for fingerskjøtte elementer = {delta_e*10**3} mm")
w = (p_fin*1)/(8*G*(5/6)*b*h)
w = (0.96*(E/G)*(h/1)**2)*delta_e # denne gir størst bidrag, med skjærdeformasjon: (formel 6-18 i limtreboka)
print(f"Nedbøyningen fra SLS-lastkombi. for fingerskjøtte elementer med skjærdeformasjon: {(delta_e+w)*10**3}")

# Nedbøyning for buttskjøtt elementer:
delta_eb = (5*p_finb*1**4)/(384*EI_effb*k_EIred)

```

```
print(f"Nedbøyningen fra SLS-lastkombi. for buttskjøtte elementer = {delta_eb*10**3} mm")
wb = (0.96*(Eb/Gb)*(h/1)**2)*delta_eb # med skjærdeformasjon: (formel 6-18 i limtreboka)
print(f"Nedbøyningen fra SLS-lastkombi for buttskjøtte elementer med skjærdeformasjon: {(delta_eb+wb)*10**3}")
```

```
E=9.936289202539582 GPa, G = 0.6210180751587239 GPa
E_buttskjøtt=10.369872583304701 GPa, G_buttskjøtt = 0.6481170364565438 GPa
Nedbøyning fra punktlast på fingerskjøtte elementer = 0.472874470775032 mm
Nedbøyning fra punktlast på buttskjøtt element = 0.5164497147163041 mm
Nedbøyningen fra SLS-lastkombi. for fingerskjøtte elementer = 6.846494371172801 mm
Nedbøyningen fra SLS-lastkombi. for fingerskjøtte elementer med skjærdeformasjon: 7.099732973582772 mm
Nedbøyningen fra SLS-lastkombi. for buttskjøtte elementer = 7.4500257643968775 mm
Nedbøyningen fra SLS-lastkombi for buttskjøtte elementer med skjærdeformasjon: 7.718684667778926
```

- Den totale nedbøyningen bør være mindre enn:

```
l = 4.850
print(f"Nedbøyningen for de fingerskjøtte elementene {(delta_e+w)*10**(3)} mm er mindre enn 1/300 = {1/300*10**3} mm")
print(f"Nedbøyningen for de fingerskjøtte elementene {(delta_eb+wb)*10**(3)} mm er mindre enn 1/300 = {1/300*10**3} mm")
Nedbøyningen for de fingerskjøtte elementene 7.099732973582772 mm er mindre enn 1/300 = 16.166666666666664 mm
Nedbøyningen for de fingerskjøtte elementene 7.718684667778926 mm er mindre enn 1/300 = 16.166666666666664 mm
```

- Prosentvis forskjell på nedbøyning fra ANSYS-modell og håndberegnet modell:

```
d_ansys = 0.4703*10**(-3)
print(f"Den prosentvise forskjellen på nedbøyningen fra ANSYS-modell og fra håndberegning er: {(abs(d_ansys-delta)/((d_ansys+delta)/2))*100} %")
Den prosentvise forskjellen på nedbøyningen fra ANSYS-modell og fra håndberegning er: 0.5459161278859654 %
```

- Vibrasjoner:

Kanskje jeg kan bruke eksperimentelle verdier i disse beregningene?

```
# EI_eff = 5.12*10**6 # eksperimentell bøyestivhet - veldig nær den teoretisk beregnede
```

- Kriterium fra Eurokoden:

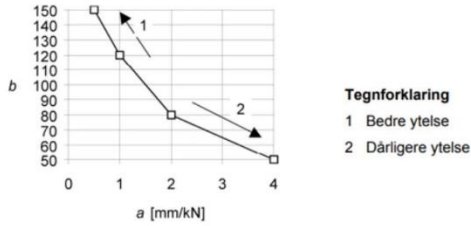
2.8.1. Eurokode 5

I Eurokode 5 står det at dersom den fundamentale frekvensen til en konstruksjon er under 8 Hz, må konstruksjonen undersøkes nøyer. Det står ikke hvordan. Dersom den fundamentale frekvensen er over 8 Hz, må følgende kriterier oppfylles (Standard, 2004):

$$\frac{w}{F} \leq a \left[\frac{mm}{kN} \right] \quad (9)$$

$$v \leq b f_1 \zeta^{-1} \left[\frac{m}{Ns^2} \right] \quad (10)$$

Der w er den største vertikale øyeblikksnedbøyningen forårsaket av en vertikal konsentrert statisk kraft F , v er vibrasjonshastigheten som følge av en ideell enhetsimpuls på 1 Ns som er påført der gulvet gir størst utsvingning. ζ er den relative dempingen som det står at kan settes til 0.01 med mindre andre mer korrekte verdier er påvist. b og a er konstanter som avhenger av hverandre og er gitt i Figur 4. (Standard, 2004),



Figur 7.2 — Anbefalte grenseverdier og forhold mellom a og b

Figur 4 - Grenseverdier mellom faktorene a og b (Standard, 2004)

Videre er det gitt en formel for å regne første egenfrekvens til et gulv som er fritt opplagt langs alle fire kanter, der l er gulvets spennvidde, m er massen per arealenhed og $(EI)_l$ er gulvets ekvivalente bøyestivhet om en akse på tvers av bjelkeretningen:

$$f_1 = \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{(EI)_l}{m}} \quad (11)$$

Det er også gitt en formel for å regne ut hastighetsresponsen v for et gulv med bredde b og lengde l :

$$v = \frac{4(0.4 + 0.6n_{40})}{mb + 200} \quad (12)$$

Der n_{40} er antall førsteordens-formfrekvenser med egenfrekvens opptil 40 Hz og kan beregnes slik:

$$n_{40} = \left\{ \left(\left(\frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right) \left(\frac{b}{l} \right)^4 \frac{(EI)_l}{(EI)_b} \right\}^{0.25} \quad (13)$$

Der $(EI)_b$ er gulvets ekvivalente platestivhet om en akse parallelt med bjelkene.

```

zeta = 0.01
b = 1.2 # m - bredde

#Nedbøyning fra punktlast på fingerskjøtte elementer, gamma-metoden:
delta = (P*1**3)/(48*EI_eff) + (P*1)/(4*G*A_)
print(f"Nedbøyningen = {delta*10**3} mm")

f1 = 1*(np.pi/(2*1**2))*np.sqrt((EI_eff/b)/(mass/(b*1)))
print(f"f1 = {f1} Hz")
n40 = (((40/f1)**2-1)*(b/l)**4*1)**0.25
print(n40)
v = 4*(0.4+0.6*n40)/(mass*b*1+200)
b = 150 # konstant - beste ytelse
a = 0.5 # konstant - best ytelse
print(f"Kriterie 1: hastighetsresponsen v = {v} <= b^(f1*zeta-1) = {b**(f1*zeta-1)} ")

print(f"Kriterie 2: w/F = {(delta*10**3)/1} <= a = {a}")

Nedbøyningen = 0.472874470775032 mm
f1 = 15.95843795285917 Hz
0.37510373095788646
Kriterie 1: hastighetsresponsen v = 0.0009164780418875843 <= b^(f1*zeta-1) = 0.014831289571850157
Kriterie 2: w/F = 0.472874470775032 <= a = 0.5

```

▼ Utkast til ny Eurokode:

```

w1kN = (P*1**3)/(48*EI_eff)
#w1kN = (P*1**3)/(48*EI)
print(f"w1kN = {w1kN*10**(3)} mm")

b = 1.2
l = 4.85

f1 = 1*(np.pi/(2*1**2))*np.sqrt((EI_eff/b)/(mass/(b*1)))
print(f"f1 = {f1} Hz")
#f1 = 16.24 # f1 fra ANSYS-modell

```

```

M_ = (mass)/4
print(f"M_ = {M_} kg")
zeta = 0.025
R = 16 # Response factor in performance level IV
# R = 4 # Response factor in performance level I
R = 40 # Response factor in performance level VI

if f1 > 8:
    fw = 1.5 # gangfrekvens for boliggulv
    Im = (42*fw**1.43)/(f1**1.3)
    k_red = 0.7
    v1_peak = k_red*(Im/(M_+70))
    k_imp = min(0.48*(b/l)**1**0.25,1) # = 0.14998 #
    v_totpeak = k_imp*v1_peak
    if 1 <= k_imp <= 1.5:
        eta = 1.52-0.55*k_imp
    else:
        eta = 0.69
    v_rms = v_totpeak*(0.65-0.01)*f1*(1.22-11*zeta)*eta
    print(f"The response factor R = {v_rms/0.0001}")
    print(f"When f1 >= 8: v_rms = {v_rms} must be smaller or equal to {R*0.0001} in the performance level which belongs to R = {R}")
elif f1 < 4.5:
    print("The test is not applicable when the fundamental frequency is under 4.5 Hz")
else:
    alfa = np.exp(-0.4*f1)
    F0 = 700 # Vertikal kraft fra en person som går (N)
    a_rms = alfa*F0/(7*zeta*M_)
    print(f"The response factor R = {a_rms/0.005}")
    print(f'When 4.5 <= f1 <= 8 Hz: a_rms = ', "%.3f" %a_rms, 'must be smaller or equal to', R*0.005, 'in the performance level which belongs to R =', R)

print(k_imp)
alfa = np.exp(-0.4*f1)
F0 = 700 # Vertikal kraft fra en person som går (N)
a_rms = (alfa*F0)/(7*zeta*M_)
print(a_rms)
print(f"The response factor R = {a_rms/0.005}")
print(f'When 4.5 <= f1 <= 8 Hz: a_rms = ', "%.3f" %a_rms, 'must be smaller or equal to', R*0.005, 'in the performance level which belongs to R =', R)

w1kN = 0.46467094495362343 mm
f1 = 15.95843795285917 Hz
M_ = 108.5956049342708 kg
The response factor R = 63.464603043025704
When f1 >= 8: v_rms = 0.006346460304302571 must be smaller or equal to 0.004 in the performance level which belongs to R = 40
0.11876288659793814
0.06222761059415232
The response factor R = 12.445522118830464
When 4.5 <= f1 <= 8 Hz: a_rms = 0.062 must be smaller or equal to 0.2 in the performance level which belongs to R = 40

```

▼ Kriterium fra Hu:

$$\frac{f_o}{\Lambda^{0.44}} > 18.7 \quad \text{eller} \quad \Lambda < \left(\frac{f_o}{18.7} \right)^{2.27} \quad [2.4]$$

f_o = laveste, beregnede egenfrekvens til bjelkelaget [Hz]

Λ = beregnet nedbøyning med 1 kN punktlast midt i spennet [mm]

```

print(f1/(0.5**0.44))
print(f1/((delta*10**3)**0.44))

21.649285986153917
22.18718463030914

```

▼ Hamm et. al

$$a \left[\frac{m}{s^2} \right] = \frac{F_{dyn}}{M^* \cdot 2D} = \frac{0,4 \cdot F(t) [N]}{m [kg/m^2] \cdot 0,5\ell [m] \cdot 0,5b [m] \cdot 2D} \quad (15)$$

$$F_{dyn} = 0,4 \cdot F(t) \quad (16)$$

M^* is the modal mass of the floor.

b is the width of the floor, but b should be less than $b \leq 1,5 \cdot \ell$.

D is the damping of the structure. See table 3.

F_{dyn} is the total dynamic force. 0,4 is a factor to consider, that the force is acting during a limited time and not always in the middle of the span, see [13].

$F(t)$ are the harmonic parts of the force on the floor (see [10]). They depend on the natural frequency and can be taken from figure 20.

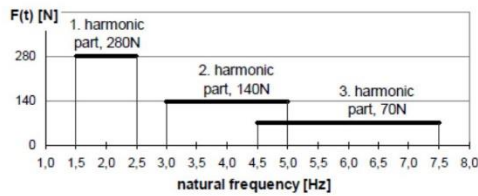


Figure 20: Force $F(t)$ depending on the natural frequency of the floor

Table 3: Values of modal damping ratios, taken from [4] and [6]

Type of floor	Damping D []
timber floors without any floor finish	0,01
plain glued laminated timber floors with floating screed	0,02
girder floors and nail laminated timber floors with floating screed	0,03

Table 4: Values of elastic modulus of different types of heavy screed used in the research project

E.2 Design criteria

Hamm et al propose to use three criteria for timber floor vibration control as summarized in [Table E.1](#)

Table E.1 — Hamm et al. criteria for timber floor vibration control

	Higher performance demand	Lower performance demand
Frequency	≥ 8 Hz	≥ 6 Hz
2 kN static deflection	≤ 0.5 mm	≤ 1.0 mm
If $4.5 \text{ Hz} \leq f < 8 \text{ Hz}$, then check the acceleration limit		
Maximum acceleration	$\leq 0.05 \text{ m/s}^2$	$\leq 0.10 \text{ m/s}^2$

```
# 1st harmonic
l = 4.85
b = 1.2

b_ef = 1/1.1*(1)**(1/4)
bw=min(b_ef,b)
```

```
w2kN = (2*10**3*1**3)/(48*(EI_eff/b)*bw)
print(f"Nedbøyningen under en 2kN-spunktslast er {w2kN*10**3} som er mindre enn 1 mm som er kravet for lavkvalitetssgulv")

fe1 = 1*1*(np.pi/(2*1**2))*np.sqrt((EI_eff/b)/(mass/(b*1)))
print(f"Egenfrekvensen er {fe1} som er større enn 8 Hz som er kravet for høykvalitetssgulv")

if 4.5 < fe1 < 8:
    D = 0.01
    Ft = 70 # N
    Fd = Ft*np.exp(-0.4*f1)
    b=min(1.5*1,1.2)
    a = (0.4*Ft)/((mass/(b*1))*0.5*b*0.5*1**2*D)
    #a = Fd/(np.sqrt(2)*2*mass*1*b*0.25*D)
    print(f"Akselerasjonen fra Hamm et. al er {a} m/s^2, som er større enn 0.10 m/s^2 som er kravet for lavkvalitetssgulv")
```

Nedbøyningen under en 2kN-spunktslast er 0.929341889907247 som er mindre enn 1 mm som er kravet for lavkvalitetssgulv
Egenfrekvensen er 15.95843795285917 som er større enn 8 Hz som er kravet for høykvalitetssgulv

▼ Byggforskserien

212 *Beregningsmetoder*. Bjelkelagstabellene i denne anvisningen er basert på beregninger i henhold til et såkalt komfortkriterium, i tillegg til at kontroll av bæreevne er utført i henhold til NS-EN 1991-1-1 og NS-EN 1995-1-1 med tilhørende nasjonale tillegg. Komfortkriteriet omfatter følgende krav, se [525]:

- $\Delta < 1,3$ mm
- $f > 10$ Hz
- $f/(\Delta^{0,44}) > 18,7$

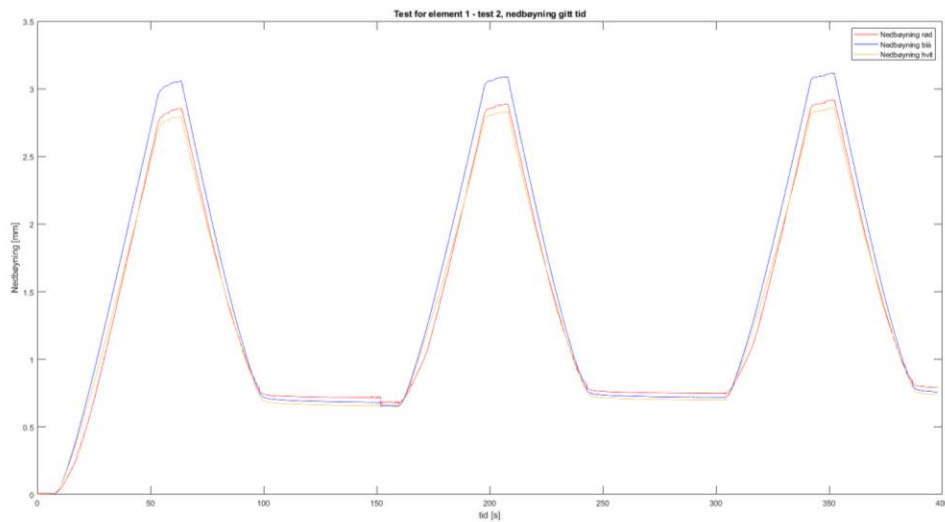
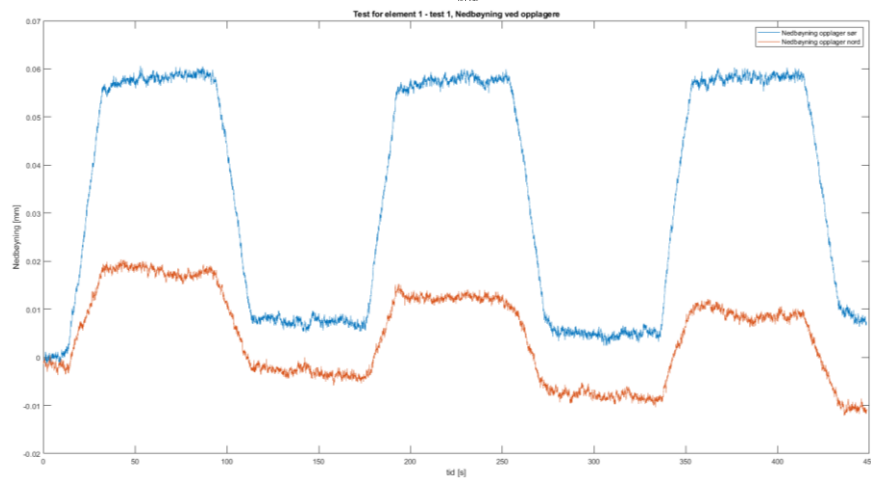
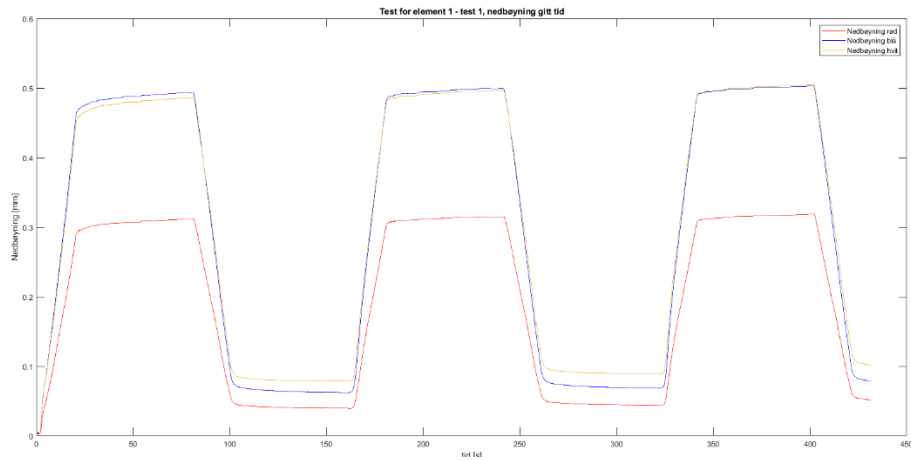
hvor:

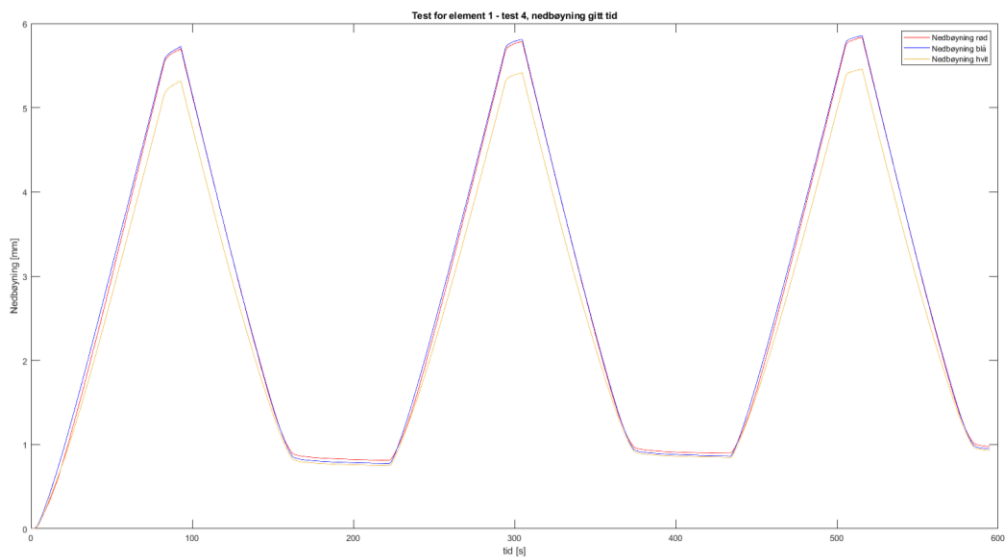
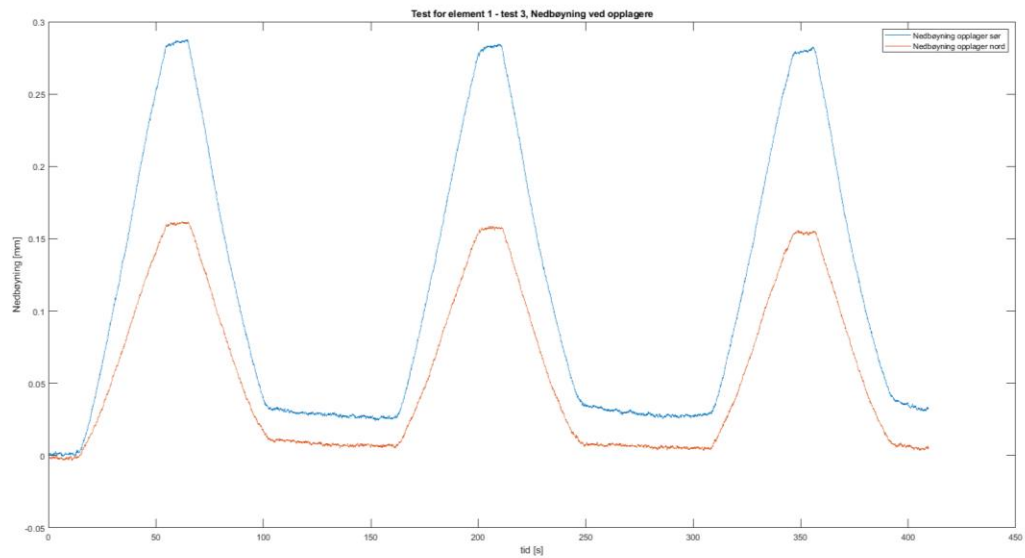
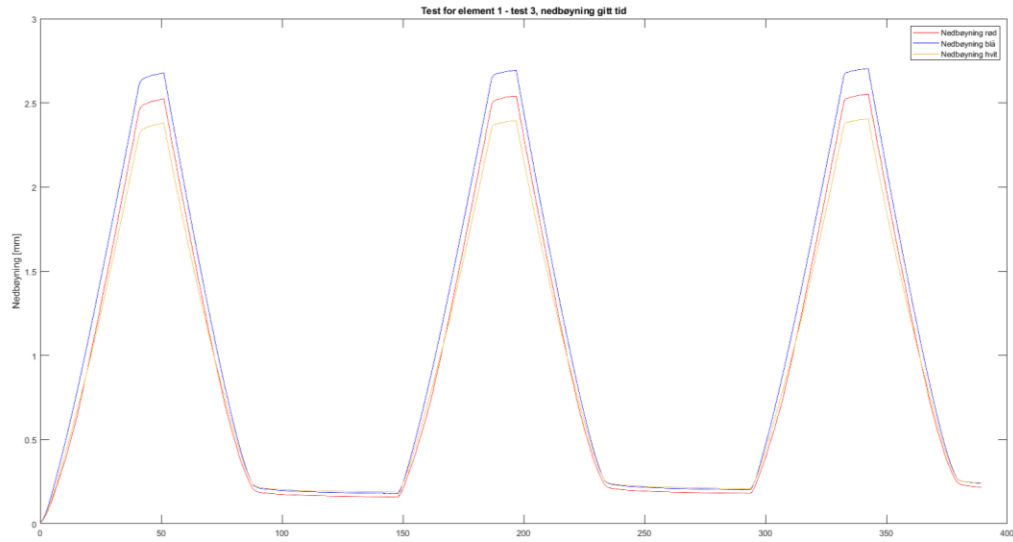
- Δ er beregnet nedbøyning under 1 kN punktlast (mm)
- f er beregnet egenfrekvens (Hz)

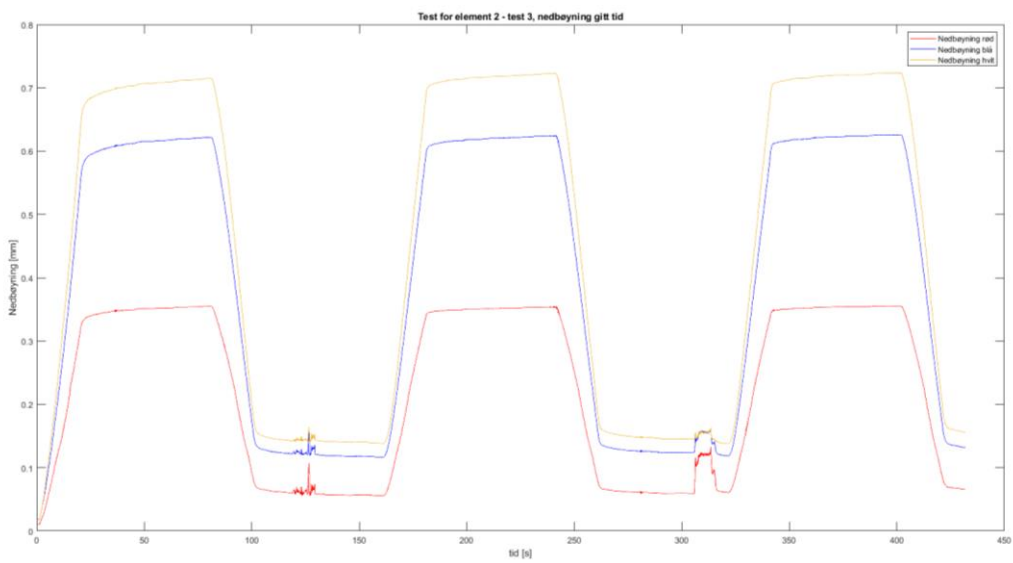
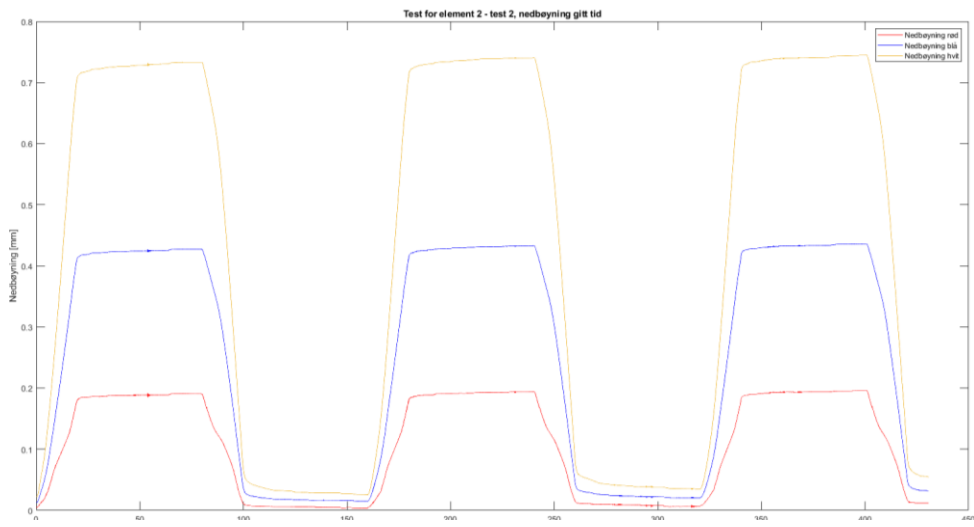
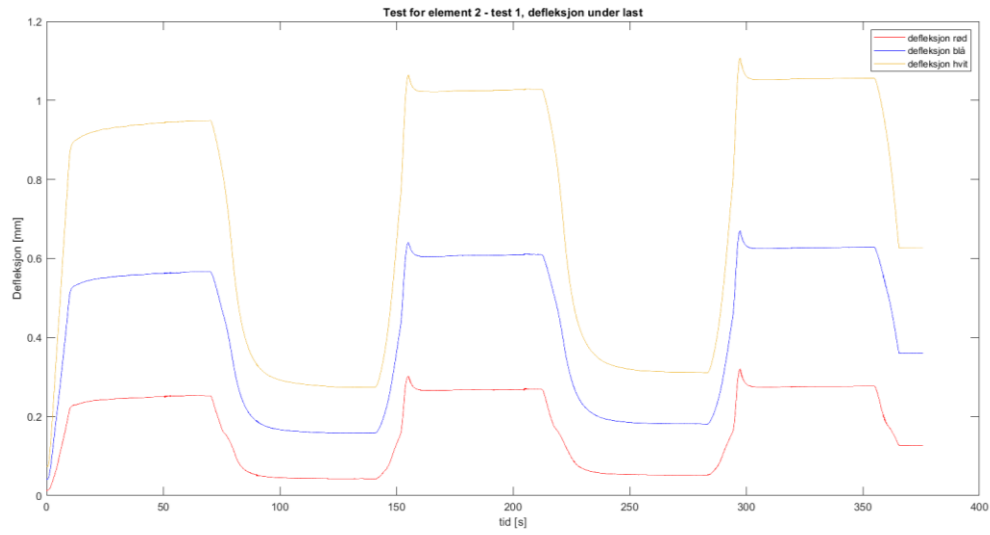
```
print(f"Nedbøyningen {delta*10**3} < 1.3 mm => OK")
print(f"Egenfrekvensen {f1} > 10 Hz => OK")
print(f"f/(delta^0.44) = {f1/((delta*10**3)**0.44)} > 18.7 => OK")
```

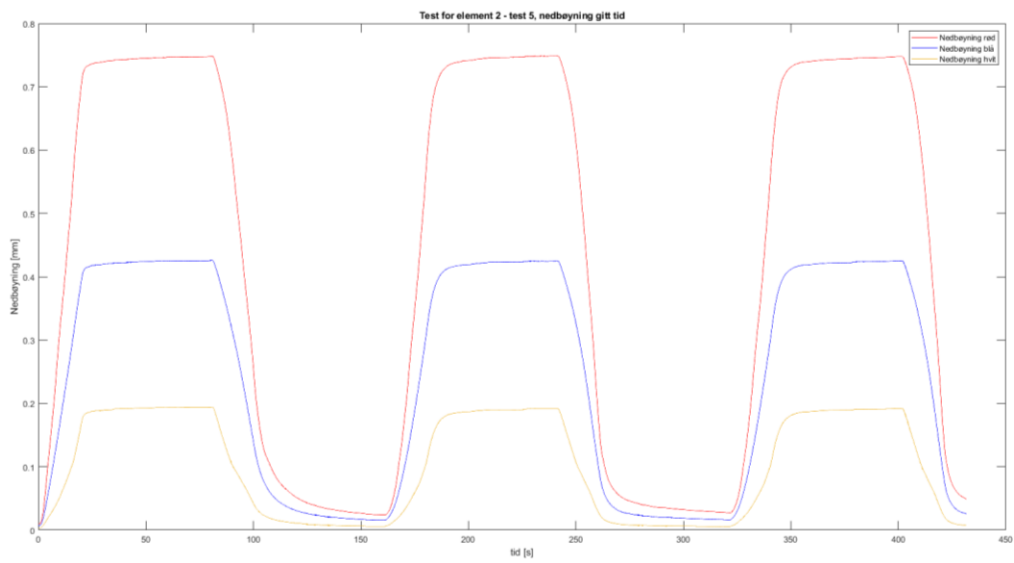
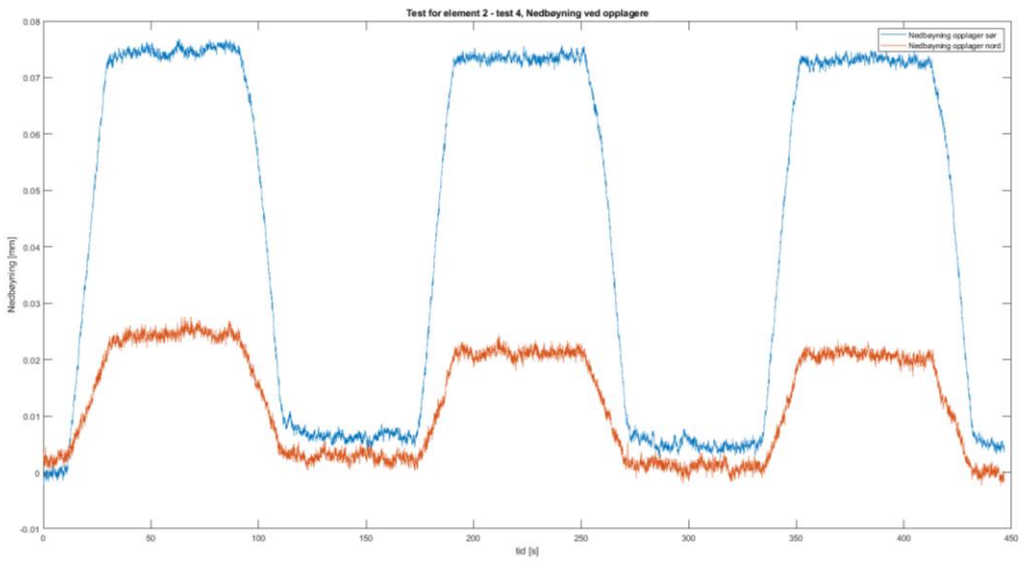
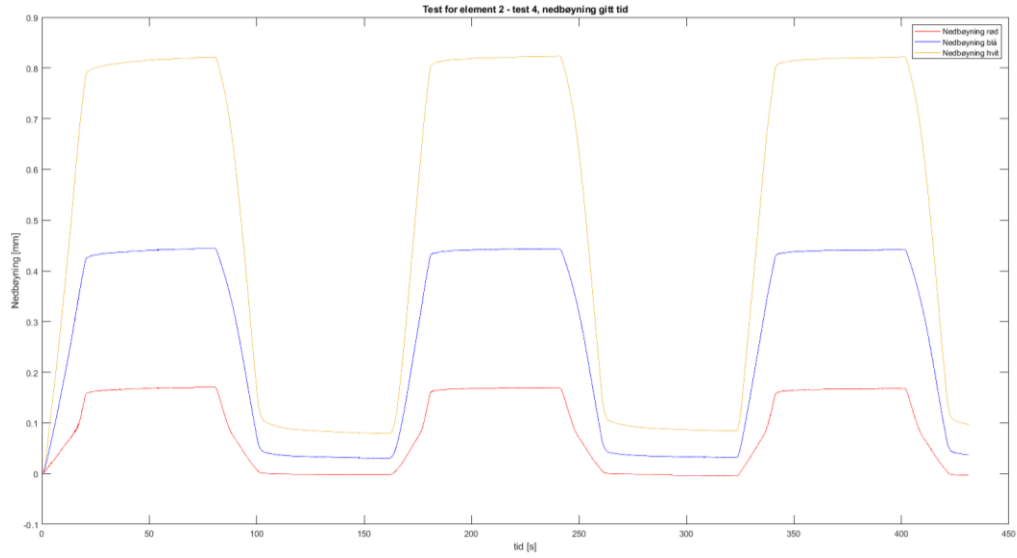
Nedbøyningen 0.472874470775032 < 1.3 mm => OK
Egenfrekvensen 15.95843795285917 > 10 Hz => OK
 $f/(\Delta^{0.44}) = 22.18718463030914 > 18.7 => OK$

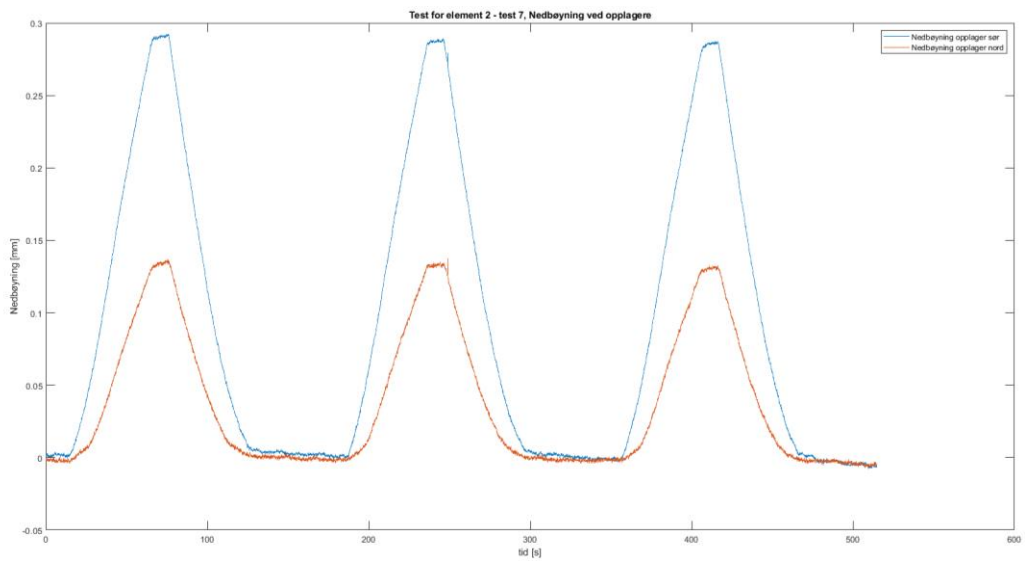
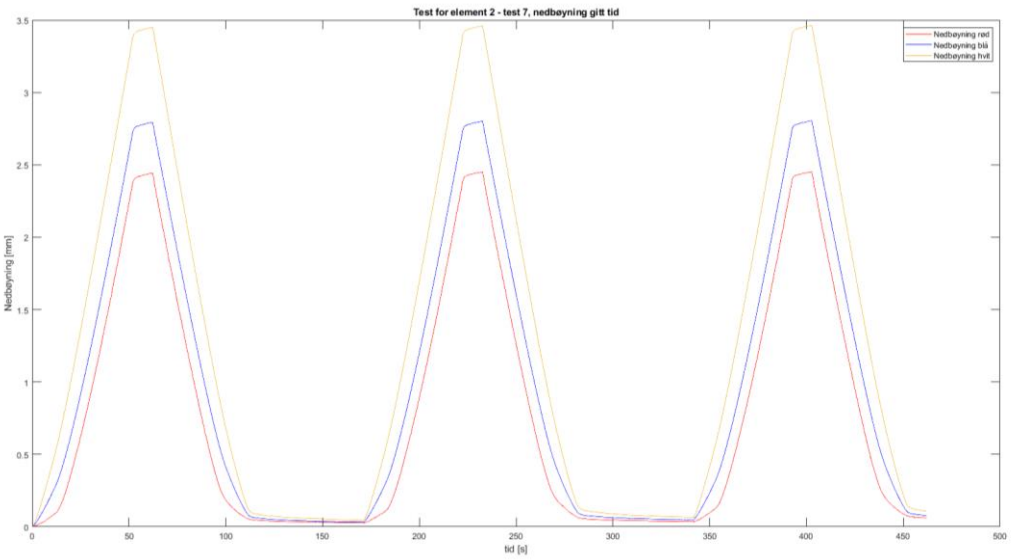
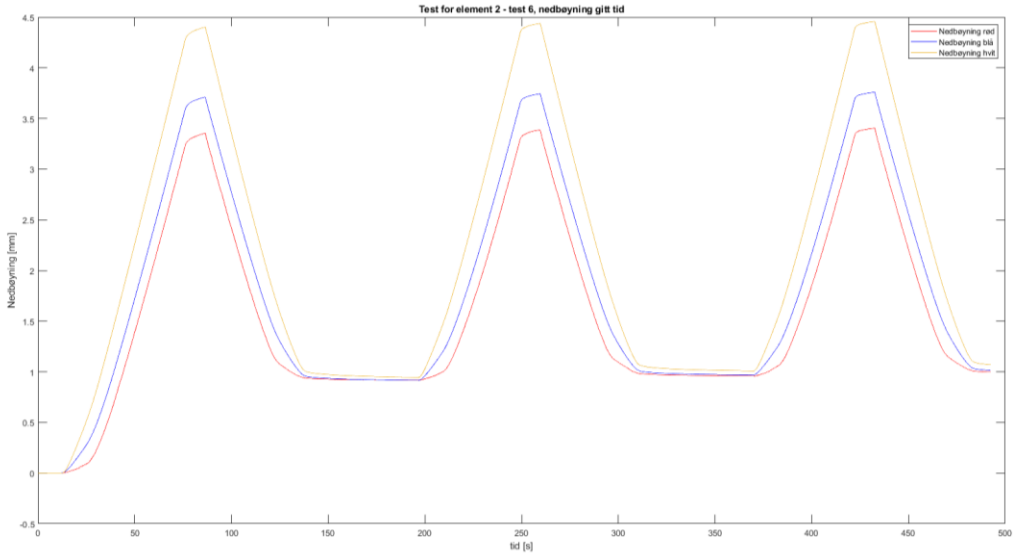
Vedlegg D: Grafer fra sensorer under nedbøyingstester

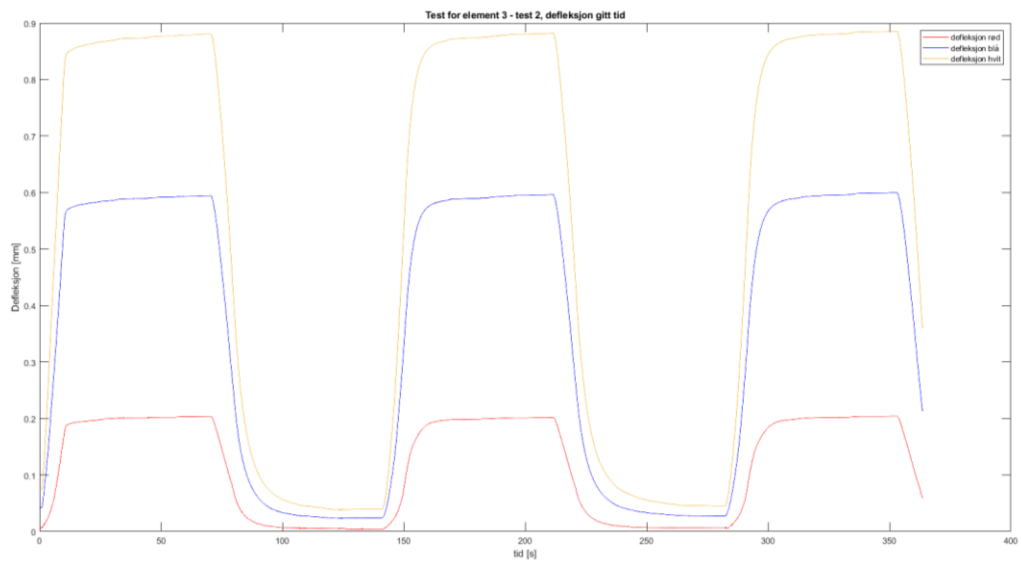
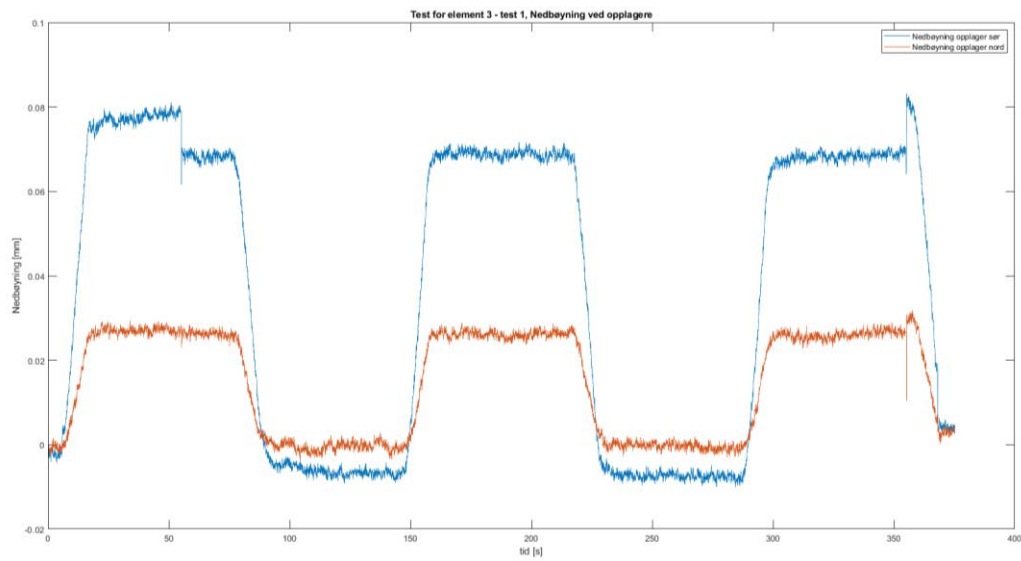
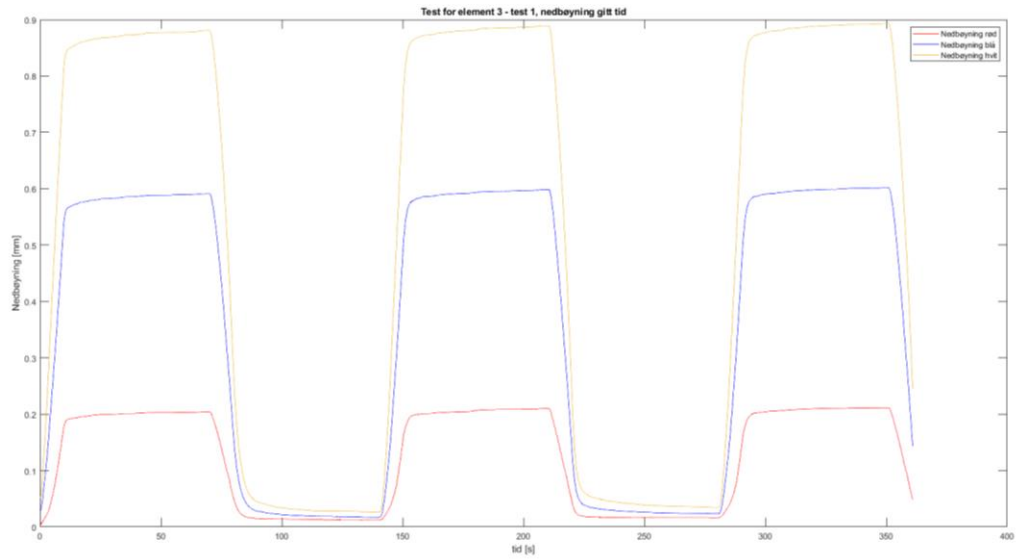














Norges miljø- og biovitenskapelige universitet
Noregs miljø- og biovitenskapelige universitet
Norwegian University of Life Sciences

Postboks 5003
NO-1432 Ås
Norway