

# BACHELOROPPGAVE

BACHELOROPPGAVENS TITTEL	DATO
Dynamisk analyse av jernbanebroer	25.05.2020
	ANTALL SIDER / ANTALL VEDLEGG
	108 / 28
FORFATTERE	VEILEDER
Bjørn Vetle Madsen Basma, Marius Egeberg Christiansen, Herman Hagen Horvei og Philip Olav Farstad Kunz	Christopher Schive

UTFØRT I SAMARBEID MED	KONTAKTPERSONER
Bane NOR	Kameran Aziz og Ian Willoughby

SAMMENDRAG
<p>Opgaven er tredelt hvor del I gir en generell introduksjon til de to andre delene. I del II har rapporten som mål å avgjøre om <i>ZBBD</i> og <i>Caldintav</i> gir korrekte resultater for generiske forsøk sammenlignet med tyngre programvarer. Lastvirkningene som blir kontrollert er i hovedsak nedbøyning og akselerasjon. Ulike forsøk med varierende parametere blir gjennomført og gir grunnlag for å konkludere med at programvarene gir fornuftige resultater. I del III blir Østfoldbanens Østre linje kontrollert med nevnte programvarer, og det blir vurdert om programvarene er anvendelige for en slik problemstilling. Det konkluderes med at programvarene utfyller hverandre godt, men at det må gjøres et overslag for massen og frekvensen til broene for å få relevante resultater. I tillegg blir tre flerspennsbroer på linjen Larvik-Porsgrunn kontrollert i <i>Caldintav</i> og <i>CSiBridge</i>. Her vil imidlertid nøyaktigheten til resultatene i <i>Caldintav</i> avhenge av kompleksiteten til broene som kontrolleres, da beregningene i <i>Caldintav</i> gjennomføres med en forenklet modell.</p>

3 STIKKORD
Dynamikk
Jernbanebro
Høyhastighetstog

## Forord

Denne oppgaven er skrevet som avsluttende arbeid for det treårige bachelorprogrammet i ingeniørfag, bygg ved OsloMet - Storbyuniversitet, våren 2020. Bacheloroppgaven er gjennomført i samarbeid med Bane NOR.

Gruppen fikk i oppdrag av Bane NOR å kontrollere analyseprogrammene ZBBD og Caldintav, og undersøke i hvilken grad de er anvendbare for faktiske problemstillinger. Dette har vært en utfordrende og lærerik oppgave. Oppgaven har gitt oss mulighet til å bruke kunnskap som har blitt tilegnet ved OsloMet, samtidig som vi har fått innsikt i dynamikkfaget og relevante verktøy. Målgruppen for oppgaven er medstudenter og andre fagpersoner med interesse for dynamikk- og konstruksjonsfaget.

Vi vil også benytte anledningen til å takke våre eksterne veiledere Ian Willoughby og Kameran Aziz for god veiledning og en mulighet til å bli bedre kjent med Bane NOR. De har vært tilgjengelige og behjelpelige hele veien, og har vist stor interesse for vårt arbeid. På tross av påtvunget hjemmekontor, stilte de jevnlig opp på Teams-møter. Vi har også satt pris på å få sitte ved Bane NORs nye kontorer i Schweigaards gate 33 (les: gratis kaffe). Stor takk til vår internveileder Christopher Schive, som med sin språkekspertise har gitt oss mange verdifulle tilbakemeldinger. Til sist vil vi også rette en stor takk til Emrah Erduran, som har utvist stor interesse for vår oppgave, og har bidratt med uvurderlig faglig kompetanse.

Oslo, mai



**Bjørn Vetle Madsen Basma**



**Marius Egeberg Christiansen**



**Herman Hagen Horvei**



**Philip Olav Farstad Kunz**

## Sammendrag

Jernbaneinfrastrukturen er en viktig bidragsyter for å møte fremtidens transportbehov. Samferdselsdepartementet legger i nasjonal transportplan 2018-2029 frem *Intercity*-løsningen som innebærer bygging av dobbeltspor med hastigheter opptil 250 km/t mellom større byer. Ved toghastigheter på over 200 km/t vil dynamiske effekter kunne få store påvirkninger på jernbanebroene, og dynamiske effekter som resonans må derfor tas hensyn til. En dynamisk analyse av en jernbanebro påvirkes av flere komplekse faktorer, og dynamiske effekter må ikke undervurderes. Blant annet broens egenskaper, toghastigheten og togets karakteristika vil påvirke broens svingninger, som i verste fall kan gi fatale konsekvenser. Dynamiske analyser er omfattende og tidkrevende, og verktøy som bidrar til å forenkle dette arbeidet er derfor svært ønskelig.

ZBBD og Caldintav er to ulike analyseprogrammer som kan bidra til å forenkle dynamiske analyser. Rapporten deles inn i tre hoveddeler hvor den første delen gir en introduksjon til de to andre delene. Her introduseres blant annet teorien som ligger til grunn for analysene, de ulike programvarene, samt relevante regelverk og standarder. I del II utføres forsøk med generiske broer for å kontrollere programvarenes ulike funksjoner. Spørsmål knyttes videre til om programvarene egner seg for reelle problemstillinger på virkelige broer, og dette undersøkes nærmere i del III.

Ulike forsøk utføres med generiske broer i del II for å kontrollere ulike funksjoner i ZBBD. Funksjonene som kontrolleres er blant annet virkningen av antall moder, med/uten lastfordeling via sviller og dempingsfaktorer. I ZBBD kan også brukeren sammenligne dynamisk moment for et aktuelt tog med ulike linjekategorier og lastmodeller som er forhåndsdefinert i programvaren. Dette kontrolleres nærmere. Ettersom ZBBD begrenses til fritt opplagte broer, undersøkes en alternativ metode for å kontrollere kontinuerlige broer, ved å definere broens spennvidde basert på momentnullpunktene.

ZBBD er begrenset til fritt opplagte broer, mens Caldintav kan kontrollere kontinuerlige broer med visse forenklinger. Hensikten er at disse sammen kan gjøre en screening av en hel jernbanelinje for å bestemme hvilke broer som eventuelt må kontrolleres nærmere. ZBBD innehar fem ulike frekvensfunksjoner som baserer seg på figur 6.10 i Eurokode 1-2. Hvorvidt disse fem frekvensfunksjonene gir grunnlag for å kontrollere virkelige broer er derfor høyst interessant. Dette undersøkes nærmere i del III, hvor en screening utføres på Østfoldbanens Østre linje. I tillegg modelleres tre broer på linjen Larvik-Porsgrunn i CSiBridge for mer nøyaktig sammenligningsgrunnlag med Caldintav, hvor nedbøyning, akselerasjon og moment kontrolleres.

Konklusjonen er at ZBBD og Caldintav har god overensstemmelse med tyngre programvare ved kontroll av ulike funksjoner. Det anbefales ved akselerasjonsberegninger å benytte minst tre moder, mens det er tilstrekkelig med én mode for nedbøyningsberegninger. Det lykkes imidlertid ikke å finne en generell metode for å kontrollere flerspennbroer i ZBBD basert på momentnullpunkter. Programmene kan også benyttes for reelle problemstillinger, men ved en screening med ZBBD må det gjøres et overslag for massen og frekvensen til broen. For de tre flerspennbroene på linjen Larvik-Porsgrunn som kontrolleres i Caldintav og CSiBridge, avhenger nøyaktigheten til resultatene i Caldintav av kompleksiteten til broene. Dette er trolig fordi beregningene i Caldintav gjennomføres med en forenklet modell. Det kan likevel konkluderes at broene har tilstrekkelig kapasitet for høyhastighetstog basert på nedbøyning-, akselerasjon-, og momentberegninger.

## Abstract

The railway infrastructure is an important contributor to cover the future need for transport. In the National Transport Plan 2018-2029 by the Ministry of Transport, the *Intercity* solution is introduced. The solution involves construction of double-track railway between larger cities with velocities up to 250 km/h. With train velocity over 200 km/h, dynamic effects may largely influence the railway bridges. Thus, dynamic effects as resonance must be accounted for. A dynamic analysis of a railway bridge is affected by many complex factors and dynamic effects must not be underestimated. Characteristics of the railway bridge and the velocity and characteristics of the train will affect the oscillation, which could have fatal consequences. Dynamic analyses are very comprehensive and time consuming, therefore tools contributing to simplifying this work are very valuable.

ZBBD and Caldintav are two analysis programs that may contribute to simplifying dynamic analyses. Our thesis is divided into three main sections where the first section works as an introduction to the two following sections. Here the theory that underpins the analyses, the various software, as well as relevant regulations and standards, will be introduced. In section II, tests are performed with generic bridges to control the various functions of the software. Further discussions are linked to whether the software is suitable for actual problems on real bridges, and this is further examined in part III.

In section II, different tests are performed with generic bridges to control for different functions in ZBBD. Among the controlled functions are the effect of the number of modes, with or without load distribution through sleepers and damping coefficients. In ZBBD the user can compare dynamic bending moment for a certain train with different line categories and load models pre-defined in the software. This will also be controlled further. Since ZBBD is limited to simply supported bridges, an alternative method for continuous bridges is explored by defining the bridge's span length based on the inflection points for the bending moment.

While Caldintav can control continuous bridges with certain simplifications, ZBBD is limited to simply supported bridges. Combined, they can carry out a screening of an entire railway line to determine the bridges that may need to be assessed further. ZBBD has five different frequency functions based on figure 6.10 in Eurocode 1-2. Whether these provide a basis for controlling actual bridges is therefore of great interest. This is examined in detail in section III, where a screening is carried out on the Østfoldbanens Østre Linje. Furthermore, three bridges on the Larvik-Porsgrunn railway are modeled in CSiBridge for a more accurate comparison with Caldintav, where deflection, acceleration and bending moment are controlled.

The thesis concludes that ZBBD and Caldintav are accurate compared to more extensive software when controlling for various functions. When computing acceleration, it is recommended to use at least three modes, while one mode is sufficient for deflection calculations. However, it is not uncovered a general method for controlling continuous bridges in ZBBD based on the inflection points for bending moment. Furthermore, the programs can be used for actual problems, but a screening with ZBBD requires an estimate of the mass and frequency of the bridge. For the three multi-span bridges on the Larvik-Porsgrunn line controlled in Caldintav and CSiBridge, the accuracy of the results in Caldintav depends on the complexity of the bridges. This is probably due to the fact that the calculations in Caldintav are carried out with a simplified model. However, it can be concluded that the bridges have sufficient capacity for high-speed trains based on deflection, acceleration and bending moment calculations.

# Innholdsfortegnelse

FORORD .....	II
SAMMENDRAG .....	III
ABSTRACT .....	IV
INNHOLDSFORTEGNELSE .....	V
FIGURLISTE .....	VIII
TABELLISTE .....	X
FORKORTELSER .....	XI
SYMBOLLISTE .....	XI
<b>DEL I - INTRODUKSJON .....</b>	<b>1</b>
1 INNLEDNING .....	2
1.1 Bakgrunn .....	2
1.1.1 Jernbanehistorie .....	2
1.1.2 Utvikling fremover .....	3
1.2 Formål .....	3
1.3 Problemstilling .....	4
1.4 Avgrensning .....	4
2 TEORI OG BEREGNINGSGRUNNLAG .....	6
2.1 Konstruksjonsdynamikk .....	6
2.1.1 System med én frihetsgrad .....	6
2.1.2 System med flere frihetsgrader - Analytisk løsning .....	9
2.1.3 System med flere frihetsgrader - Elementmetoden .....	12
2.2 Eurokodene og regelverk .....	16
2.2.1 Teknisk Regelverk .....	17
2.2.2 Lastmodeller .....	17
2.2.3 Lastfordeling i overbygning .....	20
2.2.4 Dynamisk analyse i Eurokode 1-2 .....	21
3 METODE .....	29
3.1 Drøfting av metode .....	29
3.2 Valgt metode .....	29
4 PROGRAMVARE .....	31
4.1 ZBBD .....	31
4.2 Caldintav .....	34
4.3 Robot Structural Analysis .....	36
4.4 CSiBridge .....	36
4.5 Sofistik Structural Desktop .....	37
<b>DEL II - TEORETISKE FORSØK .....</b>	<b>39</b>
5 BEREGNINGER .....	40
5.0 Innledning .....	40
5.0.1 Modellering av tverrsnitt i RSA .....	40
5.0.2 Pianosignal i RSA .....	40
5.0.3 Numerisk integrasjon .....	41
5.0.4 Masse .....	42
5.0.5 Demping .....	42
5.1 Forsøk med varierende antall moder .....	42
5.2 Forsøk med lastfordeling via sviller .....	43
5.3 Forsøk med ulike dempingsfaktorer .....	43
5.4 Kontroll av statisk moment .....	44

5.5	<i>Forsøk med kontinuerlige broer</i>	44
5.5.1	Kontroll av RSA og Caldintav	44
5.5.2	Kontroll av ZBBD med tilnærmet løsning	44
5.6	<i>Sammenligning av Sofistik og RSA</i>	45
6	RESULTATER	46
6.1	<i>Forsøk med varierende antall moder</i>	46
6.1.1	Virkningen av antall moder i analysen	46
6.1.2	Sammenligning av programvarene	47
6.2	<i>Forsøk med lastfordeling via sviller</i>	50
6.3	<i>Forsøk med ulike dempingsfaktorer</i>	51
6.4	<i>Kontroll av statisk moment</i>	53
6.5	<i>Forsøk med kontinuerlige broer</i>	53
6.5.1	Kontroll av RSA og Caldintav	53
6.5.2	Kontroll av ZBBD med tilnærmet metode	54
6.6	<i>Sammenligning av Sofistik og RSA</i>	57
7	DISKUSJON	58
7.1	<i>Forsøk med varierende antall moder</i>	58
7.1.1	Betydning av antall moder	58
7.1.2	Feilkilder	58
7.2	<i>Forsøk med lastfordeling via sviller</i>	60
7.3	<i>Forsøk med ulike dempingsfaktor</i>	61
7.4	<i>Kontroll av statisk moment</i>	61
7.5	<i>Forsøk med kontinuerlige broer</i>	62
7.5.1	Kontroll av RSA og Caldintav	62
7.5.2	Kontroll av ZBBD med tilnærmet metode	62
7.6	<i>Sammenligning av Sofistik og RSA</i>	63
<b>DEL III - REELLE PROBLEMSTILLINGER</b>		<b>65</b>
8	SCREENING AV EKSISTERENDE LINJE	66
8.1	<i>Innledning</i>	66
8.2	<i>Beregningsforutsetninger</i>	67
8.2.1	Valg av frekvens og stivhet i ZBBD	67
8.2.2	Masse i ZBBD	70
8.3	<i>Beregninger</i>	71
8.3.1	Bromasse	71
8.3.2	Vogntype	73
8.3.3	Beregningsparametere	74
8.3.4	Kontroll med Caldintav og CSiBridge	75
8.4	<i>Resultater</i>	76
8.5	<i>Diskusjon</i>	79
8.5.1	Usikkerhet og feilkilder	79
8.5.2	Vurdering av resultatene fra ZBBD	79
8.5.3	Nærmere kontroll med Caldintav og CSI	80
8.5.4	Begrensninger i ZBBD	80
9	KONTROLL FOR HØYHASTIGHETSTOG	81
9.1	<i>Innledning</i>	81
9.1.1	Ønna bro	82
9.1.2	Vestre Hobekk bro	83
9.1.3	Hallevannet bro	84
9.2	<i>Beregninger</i>	85
9.2.1	Forutsetninger og antagelser	85
9.2.2	Løsningsmetode	86
9.2.3	Demping	86
9.2.4	Bromasse og -stivhet	87
9.2.5	Togtyper	88
9.2.6	Hastigheter	89

9.3	<i>Resultater</i> .....	89
9.3.1	Sammenligning av CSiBridge og Caldintav .....	90
9.3.2	Kontroll av høyhastighetstog .....	95
9.4	<i>Diskusjon</i> .....	97
9.4.1	Sammenligning av CSiBridge og Caldintav .....	97
9.4.2	Kontroll av høyhastighetstog .....	100
10	KONKLUSJON .....	101
10.1	<i>Del II</i> .....	101
10.2	<i>Del III</i> .....	101
10.3	<i>Videre arbeid</i> .....	102
11	REFERANSER .....	103
12	VEDLEGG.....	108

## Figurliste

Figur 2.1 - Masse-fjær-system .....	7
Figur 2.2 - Udempet og underkritisk dempet svingning.....	9
Figur 2.3 - Svingning av bjelkeelement.....	9
Figur 2.4 - Modalfunksjonene til de første 3 modene for fritt opplagt bjelke .....	11
Figur 2.5 - Bjelkeelement med frihetsgrader .....	12
Figur 2.6 - Rayleigh-demping.....	15
Figur 2.7 - Lastmodell 71 karakteristiske verdier .....	18
Figur 2.8 - Figur 6.12 fra Eurokode 1-2: Lastmodell HSLM-A .....	18
Figur 2.9 - Figur 6.13 fra Eurokode 1-2: Lastmodell HSLM-B .....	19
Figur 2.10 - Figur 6.14 fra Eurokode 1-2: HSLM-B karakteristiske verdier .....	19
Figur 2.11 - Lastmodell SW .....	19
Figur 2.12 - Linjekategori D2 .....	20
Figur 2.13 - Lastfordeling til sviller .....	20
Figur 2.14 - Lastfordeling gjennom ballast.....	21
Figur 2.15 - Figur 6.9 fra Eurokode 1-2: Flytdiagram for dynamisk analyse.....	22
Figur 2.16 - Figur 6.10 fra Eurokode 1-2: Grenser for egenfrekvens.....	23
Figur 2.17 - Figur 6.15 fra Eurokode 1-2: Tilleggsdemping.....	27
Figur 2.18 - Figur A2.3 fra Eurokode 0: Største tillate nedbøyning for jernbanebroer med tre eller flere fritt opplagte spenn tilsvarende en tillatt vertikal akselerasjon på $1 \text{ m/s}^2$ .....	28
Figur 4.1 - Nedbøyning som funksjon av hastighet i TSC (spennvidde 10 m, togtype HSLM-A1) .....	32
Figur 4.2 - Nedbøyning som funksjon av lengde og hastighet for HSLM-A1 i TSC 3D.....	32
Figur 4.3 - Egenfrekvenser for virkelige broer.....	33
Figur 4.4 - Forhåndsdefinerte egenfrekvensfunksjoner i ZBBD .....	34
Figur 4.5 - Eksempel på dynamisk analyse i Caldintav .....	35
Figur 4.6 - Ulike brotverrsnitt i CSI Bridge.....	37
Figur 5.1 - Eksempel på pianosignal .....	41
Figur 5.2 - Analyse av 30 m bro i RSA med A1 og 250 km/t .....	41
Figur 5.3 - Lastfordeling via sviller i RSA.....	43
Figur 5.4 - Statikkformler for bjelker [51].....	45
Figur 6.1 - Gjennomsnittlig avvik for nedbøyning .....	47
Figur 6.2 - Gjennomsnittlig avvik for akselerasjon .....	47
Figur 6.3 - Akselerasjonsgrafene fra forsøk nr. 18 .....	48
Figur 6.4 - Akselerasjonsgrafene fra forsøk nr. 1 .....	48
Figur 6.5 - Nedbøyningsforløp fra forsøk nr. 18.....	49
Figur 6.6 - Nedbøyningsforløp fra forsøk nr. 1 .....	49
Figur 6.7 - Prosentvis avvik for nedbøyning med ti moder .....	50
Figur 6.8 - Prosentvis avvik for akselerasjon med ti moder .....	50
Figur 6.9 - Avvik for nedbøyning med svilleavstand=0.65 meter .....	51
Figur 6.10 - Avvik for akselerasjon med svilleavstand=0.65 meter .....	51
Figur 6.11 - Avvik for nedbøyning med ulike dempingsfaktorer .....	52
Figur 6.12 - Avvik for akselerasjon med ulike dempingsfaktorer.....	52
Figur 6.13 - Dynamisk faktor ved varierende hastighet og demping (Spennvidde 10 m, togtype A10, egenfrekvens 6.4 Hz) .....	53
Figur 6.14 - Avvik mellom Caldintav og RSA for nedbøyning og akselerasjon .....	54
Figur 6.15 - Avvik mellom ZBBD og Caldintav for nedbøyning.....	55
Figur 6.16 - Avvik mellom ZBBD og Caldintav for akselerasjon.....	55



Figur 6.17 - Akselerasjonen til en bro på 8 m i ZBBD og en to-spennsbro med spennvidder på 10 m i Caldintav.....	56
Figur 6.18 - Akselerasjonen til en bro på 16 m i ZBBD og en to-spennsbro med spennvidder på 20 m i Caldintav.....	56
Figur 6.19 - Sammenligning av kontinuerlig bro og fritt opplagt bro.....	57
Figur 6.20 - Avvik for akselerasjon og nedbøyning på midten av brospennet.....	57
Figur 7.1 - Akselerasjonsforløp for forsøk 3 i RSA.....	59
Figur 7.2 - Utklipp fra akselerasjonsforløp for forsøk 3 i RSA.....	59
Figur 7.3 - Akselerasjonsforløp til forsøk 2 i RSA.....	60
Figur 7.4 - Akselerasjonsforløpet til bro med egenfrekvens på 9.14 Hz og 9.10 Hz.....	63
Figur 7.5 - Første mode for forsøk nr. 22.....	64
Figur 7.6 - Andre mode for forsøk nr. 22.....	64
Figur 8.1 - Østfoldbanens Østre linje. Figur: Bane NOR (gjengis med tillatelse).....	67
Figur 8.2 - Dynamisk faktor ved varierende hastighet og frekvens (spennvidde 10 m, togtype A10, 1 % demping, konstant masse 10 t/m).....	68
Figur 8.3 - Akselerasjon ved varierende frekvens og konstant masse (spennvidde 15 m, togtype A10, 1 % demping, konstant masse 10 t/m).....	68
Figur 8.4 - Nedbøyning ved varierende frekvens og konstant masse (spennvidde 15 m, togtype A10, 1 % demping, konstant masse 10 t/m).....	69
Figur 8.5 - Akselerasjon ved varierende frekvens (spennvidde 15 m, togtype A1, 1 % demping, konstant masse 10 t/m).....	70
Figur 8.6 - Akselerasjon som funksjon av masse og hastighet med konstant frekvens (spennvidde 10 m, togtype A10, 1 % demping, egenfrekvens 6.4 Hz).....	70
Figur 8.7 - Akselerasjon og nedbøyning ved varierende masse/stivhet og konstant frekvens (Spennvidde 10 m, togtype A10, 1 % demping, hastighet 207 km/t, egenfrekvens 6.4 Hz).....	71
Figur 8.8 - Masse for virkelige broer.....	73
Figur 8.9 - Vogn av type SDGGMRS (T2000).....	73
Figur 8.10 - Tverrsnittstegning for bronnummer 28 (Gjengis med tillatelse).....	75
Figur 8.11 - Resultat av screening: nedbøyning.....	77
Figur 8.12 - Resultat av screening: akselerasjon.....	77
Figur 8.13 - Resultat av screening: moment.....	77
Figur 9.1 - Linjen mellom Larvik og Porsgrunn i blått. Figur: Bane NOR (gjengis med tillatelse).....	81
Figur 9.2 - Larvik - Porsgrunn linjen. Figur: Bane NOR (gjengis med tillatelse).....	82
Figur 9.3 - Ønna bro Foto: Jarle Foss for Bane NOR (gjengis med tillatelse).....	82
Figur 9.4 - Ønna bro: modell i CSiBridge.....	83
Figur 9.5 - Vestre Hobekk bro. Foto: Anne Mette Storvik for Bane NOR (Gjengis med tillatelse).....	84
Figur 9.6 - Vestre Hobekk bro: Modell i CSiBridge.....	84
Figur 9.7 - Hallevannet Bro. Foto: Jarle Foss for Bane NOR (gjengis med tillatelse).....	85
Figur 9.8 - Hallevannet bro: modell i CSiBridge.....	85
Figur 9.9 - CEMPF i vertikal retning for de tre broene.....	86
Figur 9.10 - Ønna bro: Akselerasjon og DAF midt på tredje spenn med HSLM-A.....	89
Figur 9.11 - DAF midt på tredje spenn med HSLM-A7 (Vestre Hobekk bro).....	92
Figur 9.12 - DAF midt på tredje spenn med HSLM-A10 (Hallevannet bro).....	92
Figur 9.13 - Akselerasjon midt på tredje spenn i Caldintav.....	93
Figur 9.14 - Akselerasjon midt på tredje spenn i CSiBridge.....	94
Figur 9.15 - DAF midt på tredje spenn med HSLM-A7.....	94
Figur 9.16 - Akselerasjon midt på tredje spenn med HSLM-A7.....	95
Figur 9.17 - Maks feltmoment Ønna bro.....	96

## Tabelliste

Tabell 2.1 - Relevante standarder .....	17
Tabell 2.2 - Tabell 6.3 fra Eurokode 1-2: HSLM-A karakteristiske verdier.....	18
Tabell 2.3 - Tabell 6.6 fra Eurokode 1-2: Dempingsverdier til dimensjonering.....	26
Tabell 2.4 - Tabell A2.9 fra Eurokode 0: Anbefale komfortnivåer (akselerasjon) .....	27
Tabell 7.1 - Frekvenser i RSA og Caldintav for bro med parametere fra forsøk 1-3 .....	59
Tabell 7.2 - Frekvenser for første og andre mode i RSA og Sofistik .....	64
Tabell 8.1 - Massen til materialer brukt for å beregne tyngden på broer .....	72
Tabell 8.2 - Kontroll mot Caldintav.....	78
Tabell 9.1 - Mest kritiske togtyper .....	89
Tabell 9.2 - Maksimale lastvirkninger for Ønna bro.....	95
Tabell 9.3 - Maksimale lastvirkninger for Vestre Hobekk bro.....	96
Tabell 9.4 - Maksimale lastvirkninger for Hallevannet bro .....	97
Tabell 9.5 - Sammenligning av vertikalmøder i CSiBridge og Caldintav for Ønna bro .....	98

## Forkortelser

**CEMPF** - Cumulative Effective Mass Participation Factor

**EMPF** - Effective Mass Participation Factor

**FB** - Filler Beam

**FEM** - Finite Element Method

**HSLM** - High Speed Load Module

**LM71** - Lastmodell 71

**NSB** - Norges Statsbaner

**PC** - Prestressed Concrete

**RC** - Reinforced Concrete

**RSA** - Robot Structural Analysis

**RT** - Real Trains

**SC** - Steel and Composite

**THA** - Time History Analysis

**TRV** - Teknisk regelverk

**TSC** - Time Step Calculation

## Symbolliste

### Greske bokstaver

$\alpha_R$  - Rayleigh koeffisient

$\beta_R$  - Rayleigh koeffisient

$\beta$  - Newmark konstant

$\gamma$  - Newmark konstant

$\delta$  - Nedbøyning

$\zeta$  - Dempingsfaktor/Dempingsforhold

$\lambda$  - Bølgelengde

$\Phi_2, \Phi_3$  - Dynamisk faktor for LM71, SW/0 og SW/2.

$\Phi_i(x)$  - Modalfunksjon for i-te mode

$\varphi'$  - Dynamisk faktor

$\varphi''$  - Faktor som tar hensyn til ujevnheter i sport

$\psi(x)$  - Formfunksjon for bjelkeelement

$\omega$  - Vinkelfrekvens

$\omega_d$  - Dempet vinkelfrekvens

### Latinske bokstaver

E - Elastisitetsmodul

EI - Bøystivhet

f - Frekvens

$f_{ck}$  - Karakteristisk trykkfasthet betong

I – 2. arealmoment

[K] - Stivhetsmatrise

$L_\Phi$  - Bestemmende lastlengde

[M] - Massematrise

$q_i(t)$  - Modalkoordinatene til i-te mode

$T$  - Periode  
 $u$  - Deformasjon  
 $\dot{u}$  - Hastighet  
 $\ddot{u}$  - Akselerasjon  
 $v$  - Hastighet

# **Del I - Introduksjon**

# 1 Innledning

## 1.1 Bakgrunn

Teknologien driver verden fremover og bidrar til å knytte mennesker over hele verden tettere sammen. Norges landskap er preget av utallige fjell, fjorder og elver. For å knytte landets større byer og mindre bygder sammen, er vi helt avhengige av dyktige ingeniører for å designe broene og tunnelene våre.

For å møte fremtidens behov er en videreutvikling av jernbanen helt nødvendig. Jernbanen har vist seg å være en av de mest effektive og miljøgunstige metodene for å frakte gods og passasjerer. Det har vært en kontinuerlig prosess med å utvikle jernbanen fra de første damplokomotivene på midten av 1800-tallet til dagens moderne høyhastighetstog. I Norge i dag er høyeste skiltet hastighet normalt mellom 60 km/t og 130 km/t, og kun 35 % av jernbanen tåler hastigheter over 100 km/t [1]. Gardermobanen med tillatt hastighet på opptil 210 km/t, er linjen med høyest tillatt hastighet i Norge [2]. Norge henger dermed etter mange av landene i Europa som har hastigheter opp mot 300 km/t på flere av sine strekninger [3].

Samferdselsdepartementet har utarbeidet nasjonal transportplan 2018 - 2029 hvor de fremlegger InterCity-løsningen. Denne løsningen innebærer at man øker hastigheten opptil 250 km/t på toglinjene mellom flere storbyer. Når man skal kjøre i så høye hastigheter må man være sikre på at over- og underbygningen har kapasitet nok, samtidig som passasjerkomforten er tilfredsstillende. For å kontrollere broene i så høye hastigheter er det ikke tilstrekkelig med en statisk analyse, da den dynamiske responsen på konstruksjonen også må tas hensyn til. For å få med disse effektene kreves det derfor ofte en dynamisk analyse. Dynamisk analyse er i dag tidkrevende og krever tyngre beregningsprogrammer. Et enkelt beregningsprogram som kan gjøre en overslagberegning raskt og som kan avgjøre om mer omfattende analyser er nødvendig, vil derfor kunne forenkle arbeidet. Eksempler på slik programvare er de to programmene *ZBBD* og *Caldintav* utviklet av henholdsvis Deutsche Bahn og professorer fra universitetet i Madrid. Dette er programvarer som kan gjøre overslagsberegninger basert på visse forenklinger. Derimot er det for Bane NOR uvisst om disse programvarene gir nøyaktige resultater, og de er derfor usikre på i hvilken grad de kan stole på programvarene.

### 1.1.1 Jernbanehistorie

Norge fikk i 1854 sin første jernbanestrekning som ble bygd mellom Eidsvoll og Oslo (den gang Kristiania) og ble dermed det 13. landet i verden som fikk jernbane. Allerede i 1857 bestemte Stortinget at staten skulle drive med jernbaneutbyggingen selv, og den første statsbanen ble ferdigstilt i 1861 mellom Hamar og Grundset. Utbyggingen av nye jernbanestrekninger vedvarte, og mot slutten av 1870-tallet var seks nye statsbaner under utbygging. På begynnelsen av 1880-tallet stoppet utbyggingen opp grunnet økonomiske og politiske konflikter. Dette førte til at Norges Statsbaner (NSB) ble etablert i 1883 som forvaltningsbedrift. Med det samme tok utbyggingen seg opp igjen, og i tidsrommet mellom 1890-1910 ble det bygd 1419 kilometer med jernbanelinjer [4].

På 1920-tallet begynte biltrafikken å bli en stor konkurrent til jernbanen, og veiutbyggingen ble mer prioritert. Under andre verdenskrig tok den tyske okkupasjonsmakten over NSB og innførte restriksjoner på energibruk, hvilket førte til et tilnærmet transportmonopol for jernbanen. Tyskerne hadde store planer for jernbanen i landet, men selv med krigsfanger som ble tvunget til arbeid var

det begrenset hvor mye av planene som faktisk ble realisert. Likevel ble det utbygd over 450 kilometer med jernbane og av disse ble 200 kilometer elektrifisert. Etter krigen var NSB tømte for ressurser og hadde stort behov for nyinvesteringer. I 1952 fikk jernbanen bevilgninger slik at hele jernbanenettet skulle bli elektrifisert, og i 1970 ble planen til slutt gjennomført etter en dårlig periode for jernbanen. Samtidig fikk jernbanen en stor tilvekst etter oljekrisen på 1970-tallet. Siden jernbanen hadde blitt elektrifisert ble reisetiden på strekninger betraktelig redusert, samtidig som mangelen på fossile brensler ikke påvirket jernbanedriften i stor grad [4].

På slutten av 1996 ble strukturen i NSB omgjort og det ble skilt ut et forvaltningsorgan, Jernbaneverket. Jernbaneverket hadde ansvar for infrastrukturen og NSB hadde ansvaret for togene. I 2015 kom jernbanereformen som hadde til hensikt å gjøre jernbanen mer kundeorientert og effektiv. Denne reformen innebar at oppgavene i jernbanesektoren skulle fordeles på de ulike organisasjonsenhetene. Dette medførte at jernbaneverket ble delt opp i Jernbanedirektoratet og Bane NOR [4]. I tillegg ble Norske Tog AS, som eier og leier ut togene, Entur AS, som tilbyr salgs- og billettløsninger, og Mantena AS, som vedlikeholder togsett, skilt ut fra NSB [5]. På denne måten kunne de ulike delene av jernbanen konkurranseutsettes og dermed tilby kundene den beste opplevelsen for lavest mulig pris. NSB har i senere tid endret navn til Vygruppen AS.

### 1.1.2 Utvikling fremover

For å møte morgendagens behov for en effektiv transport har jernbaneutviklingen tatt seg opp. Det har blitt mer fokus på miljøgevinster, utbedring av kapasitet og kortere reisetider.

Samferdselsdepartementet utarbeider en nasjonal transportplan som beskriver de langsiktige målene i transportpolitikken for en 12 års periode, og hvordan man skal arbeide for å nå disse målene. Nasjonal transportplan beskriver at det overordnede målet i transportpolitikken er "et transportsystem som er sikkert, fremmer verdiskaping og bidrar til omstilling til lavutslippssamfunnet." [6]. I nasjonal transportplan 2018-2029 fremlegger

Samferdselsdepartementet planene regjeringen har for jernbane de neste 12 årene. Her blir satsingen på *InterCity*-jernbanelinjer lagt frem. Dette er en plan som omhandler byggingen av dobbeltspor for hastigheter opp mot 250 km/t mellom Oslo, Lillehammer, Halden, Porsgrunn og Hønefoss [7]. Blant annet Follobanen som skal være ferdig i desember 2022 inngår som en del av *InterCity*-løsningen, og skal ha planlagt topphastighet på 250 km/t [8].

## 1.2 Formål

Bane NOR ønsker å finne ut i hvilken grad ZBBD og Caldintav er anvendbart til å kontrollere eksisterende broer på en gitt togstrekning for økt aksellast og/eller økt hastighet. Hensikten med programvaren er ikke å detaljberegne broer for dynamiske laster, men å gi en pekepinn på hvilke av broene på en gitt strekning det er aktuelt å kontrollere mer nøyaktig, og hvilke som har tilstrekkelig kapasitet. Dette vil gjøre det mye enklere for oppdragsgiver å vurdere om eksisterende togstrekninger egner seg for nye togtyper og høyere hastigheter, eller om det er uaktuelt. Dersom det skulle vise seg at programvarene ikke er anvendbare for alle typer broer, laster eller hastigheter, er det aktuelt å kartlegge gyldighetsområdet til programvarene.

Et ledd i denne kontrollen er å kontrollere programvarene for realistiske problemstillinger. Det skal derfor gjennomføres en screening av en jernbanelinje med en ny togtype. Videre gjennomføres også

en kontroll av ulike broer på en strekning for hastigheter opptil 300 km/t. Både screeningen og høyhastighetskontrollen er reelle problemstillinger for oppdragsgiver, og resultatet av disse er derfor i seg selv interessante. Hovedformålet med disse kontrollene er imidlertid å undersøke anvendeligheten til programvarene gjennom realistiske problemstillinger.

Til syvende og sist vil Bane NOR kunne bruke disse programvarene til å vurdere om det er mulig å øke hastighet og/eller aksellast på strekninger uten videre tiltak.

### 1.3 Problemstilling

Opgavens overordnede mål er å kontrollere i hvilken grad programvarene ZBBD og Caldintav er anvendelige for å kontrollere eksisterende broer. Det velges å lage en todelt problemstilling for å nå dette målet.

Første del:

*Gir ZBBD og Caldintav korrekte resultater sammenlignet med tyngre og mer utprøvd programvare?  
Kan tilnærmede løsninger anvendes for områder hvor det er begrensninger i programvaren?*

For å besvare problemstillingen vil følgende punkter undersøkes og diskuteres i del II i rapporten:

- Sammenligne resultater fra generiske forsøk i ZBBD og Caldintav med RSA og Sofistik.
- Avgjøre om det er grunnlag for å benytte en tilnærmet løsning på problemstillinger som går utenfor begrensningene til ZBBD.

Andre del:

*Er ZBBD og Caldintav anvendbart til å kontrollere eksisterende broer på en gitt togstrekning? Hvilke mangler/begrensninger har programvarene?*

For å besvare problemstillingen vil følgende punkter undersøkes og diskuteres i del III i rapporten:

- En gitt togstrekning kontrolleres. Det undersøkes om programvarene alene gir grunnlag for å trekke konklusjoner. Videre undersøkes det om programvaren ZBBD enkelt fremviser hvilke broer som behøver nærmere kontroller.
- Tre broer modelleres mer nøyaktig i tyngre programvare (CSiBridge), og analyseres for ulike togtyper og hastigheter. Resultatene fra beregningene sammenlignes med den forenkledte modellen i Caldintav. Det undersøkes også om Caldintav kan gjøre en detaljert analyse enklere ved at de kan velge ut hvilke hastigheter og togtyper som er mest kritisk.

### 1.4 Avgrensning

I del II av oppgaven begrenses det til kun å kontrollere om programvarene ZBBD og Caldintav kalkulerer riktig. Det vil ikke her bli vurdert om programvarene er anvendbare for faktiske problemstillinger med komplekse broer. Derimot vil programvarene kontrolleres ved å gjennomføre beregninger for bjelketverrsnitt med parametere hentet fra ZBBD. De andre programvarene vil tilpasses slik at de gjør beregninger for samme tverrsnitt med tilsvarende parametere. Det vil i denne delen bli gjort en serie forsøk med varierende spennvidder, togtyper, hastigheter,



lastfordelingsbetingelser og dempingsforhold, men av tidshensyn er det begrenset hvor mange forsøk som blir gjennomført. Valg av parametere er ikke representative for virkelige problemstillinger, men hensikten er i denne delen kun å kontrollere programvarene gjennom generiske forsøk. Det vil kun bli fokusert på lastvirkningene nedbøyning, akselerasjon og moment midt på brospennet.

I del III av oppgaven er målet å kontrollere en toglinje med ZBBD, med hensikt å undersøke hvor anvendelig programvaren er for en slik problemstilling. På grunn av omfanget til et slikt forsøk blir dette kun utført på én linje, Østfoldbanens Østre linje. Erfaringene som hentes fra denne linjen vil dermed ikke nødvendigvis være relevante for andre linjer med andre typer broer. Videre ses det kun på broene på strekningen der det foreligger tegninger. Det gjøres også overslagsberegninger for å beregne masse og eventuelt stivhet, og resultatene må ses i lys av dette.

Videre vil det i del III gjennomføres beregninger på tre broer på linjen Larvik-Porsgrunn. Dette kan gjøres veldig omfattende, og det velges derfor å avgrense omfanget noe. For eksempel gjøres beregningene kun med to togtyper per bro ettersom beregningene er veldig tidkrevende. Disse togtypene velges ut fra antagelsen av at de er de mest kritiske for den gitte broen.

I del III kontrolleres det også kun for akselerasjon, nedbøyning og relativ momentutnyttelse. Skjærkapasitet, momentkapasitet, riss, utmatting, dreining og lignende kontrolleres derimot ikke. Det betyr at resultatene fra disse kontrollene ikke nødvendigvis gir grunnlag for å trekke sikre konklusjoner, men det gir uansett en god indikasjon for videre arbeid. Likevel er det flere grunner til å anta at kontrollen som utføres gir grunnlag for å trekke konklusjoner:

- Ofte vil enten nedbøyning, akselerasjon eller moment være det mest kritiske. Derfor vil broer som har akseptabel nedbøyning, akselerasjon og momentutnyttelse også tilfredsstillende resterende kontroller.
- De fleste broene på Østre linje er fritt opplagt eller leddet over opplagre, hvilket betyr at skjærkraft og moment sjelden eller aldri opptrer i betydelig grad samtidig på samme sted på en bro. For kontinuerlige broer er denne antagelsen derimot ikke gyldig.

Det gjennomføres heller ingen beregninger for momentkapasitet, kun for relativ momentutnyttelse. Det betyr at dersom relativ momentutnyttelse overskrider 100 %, er ikke dette ensbetydende med at broen ikke har tilstrekkelig momentkapasitet for togtypen som kontrolleres. Trolig vil broene ha høyere momentkapasitet fordi bruksgrense ofte er dimensjonerende.

## 2 Teori og beregningsgrunnlag

### 2.1 Konstruksjonsdynamikk

For å kunne vurdere lastvirkningene fra et passerende tog på en bro er det ofte nødvendig å gjennomføre en dynamisk analyse. En dynamisk analyse skiller seg fra en statisk analyse ved at kreftene som påføres er tidsavhengige. Når kreftene som påføres et system varierer med tiden vil det induseres svingninger i systemet. Et system som får svinge fritt vil svinge med en frekvens som kalles *systemets egenfrekvens*. Dersom den ytre lastvirkningen har en frekvens som ligger tett opptil systemets egenfrekvens fås *resonans*, noe som vil forsterke svingningene og øke deformasjonene betraktelig sammenlignet med et statisk lasttilfelle. I verste fall vil dette kunne medføre kollaps i konstruksjonen, noe som skjedde med den kjente Tacomabroen i Seattle i USA i 1940. Den ble utsatt for vindkast med hastigheter på rundt 19 m/s som resonerte med egenfrekvensen til broen. Dette førte til gradvis økende torsjonssvingninger som til slutt resulterte i kollaps. Etterforskningen etter ulykken konkluderte med at broen hadde god sikkerhet mot statiske påkjenninger, men at broen var så slank og fleksibel at den ville resonere med visse vindhastigheter [[9], s. 58]]. Ulykken skapte stor bevissthet blant ingeniører om viktigheten av å ta hensyn til dynamiske lastvirkninger [[10], s. 3], og trekkes fortsatt ofte frem når det snakkes om dynamisk analyse. Dette er bare én av flere tilfeller der dynamiske lastvirkninger har fått stor betydning - ofte katastrofale - for konstruksjonen.

I en statisk analyse er lastene statiske og uavhengig av tid. Ofte vil dynamiske laster kunne tilnærmes å være statiske, eller *kvasi-statiske* [[11], s. 15]. Dette gjøres blant annet for vindlaster og enkelte trafikklaste, selv om begge disse egentlig er eksempler på dynamiske laster. Eurokode 0 beskriver at dynamiske effekter kan medregnes i statiske analyser ved å «anvende ekvivalente dynamiske forsterkningsfaktorer på de statiske lastene»[[11], 5.1.3]. Slike faktorer eksisterer også for dimensjonering av jernbanebroer og diskuteres videre i delkapittel 2.2.4.1. Bruken av slike faktorer forutsetter at egenfrekvensene er kjent, ettersom slike faktorer ikke tar høyde for resonanseffekter. Derfor kan det være nødvendig å gjøre en fullverdig dynamisk analyse, spesielt når det er fare for resonans.

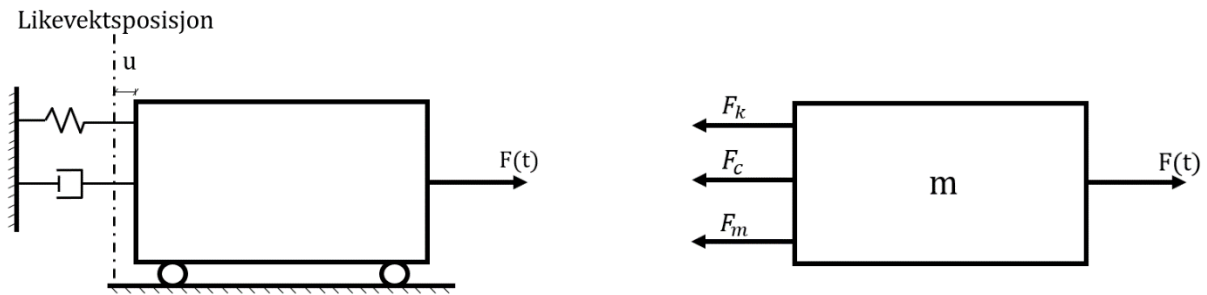
#### 2.1.1 System med én frihetsgrad

Den enkleste formen for svingeproblem er en masse som er festet til en fjær med kun én frihetsgrad, som vist i figur 2.1. I likevektsposisjonen er massen i ro, og fra Newtons første lov medfører dette at summen av krefter som virker på massen er null. Når en ytre kraft,  $F(t)$ , virker på massen vil den få en forflytning  $u$  fra likevektsposisjon. Dersom den fiktive treghetskraften  $F_m = m\ddot{u}$ , der  $\ddot{u} = u \frac{d^2}{dt^2}$ , innføres, vil den dynamiske likevekten som oppstår når massen akselererer kunne betraktes. Dette gir bevegelsesligningen for et system med én frihetsgrad

$$F(t) = F_m + F_c + F_k \quad (2.1)$$

Innsatt for kreftene fås

$$F(t) = m\ddot{u} + c\dot{u} + ku \quad (2.2)$$



Figur 2.1 - Masse-fjær-system

der

$F(t)$  den ytre, tidsavhengige kraften som virker på systemet.

$F_k = ku$  er fjærkraften og  $k$  er fjærstivheten.

$F_c = c\dot{u}$  er dempingskraften som her er proporsjonal med farten og  $c$  er dempingskoeffisienten.

$F_m = m\ddot{u}$  er den fiktive treghetskraften.

Ved å sette  $F(t)=0$  og ved å neglisjere demping, det vil si sette  $F_c=0$ , fås den forenklete bevegelsesligningen for frie, udempede svingninger:

$$m\ddot{u} + ku = 0 \quad (2.3)$$

Multipliserer med  $\frac{1}{m}$  som gir

$$\ddot{u} + \frac{k}{m}u = 0 \quad (2.4)$$

Løsningen på denne andre ordens homogene differensialligningen er på formen [[12], s. 506]

$$u(t) = A \sin\left(\sqrt{\frac{k}{m}}t\right) + B \cos\left(\sqrt{\frac{k}{m}}t\right) \quad (2.5)$$

der  $A$  og  $B$  er integrasjonskonstanter som bestemmes av initialbetingelsene. Videre kan man sette

$$\omega^2 = \frac{k}{m} \quad (2.6)$$

som innsatt gir

$$u(t) = A \sin(\omega t) + B \cos(\omega t) \quad (2.7)$$

$\omega$  betegnes ofte *vinkelfrekvensen* til systemet. *Egensvingefrekvensen* eller *egenfrekvensen* er gitt ved

$$f = \frac{\omega}{2\pi} \quad (2.8)$$

Dette gir antall svingninger per sekund og har enhet Hertz (Hz). En *periode* av svingningen, ofte kalt *svingetiden* er gitt ved

$$T = \frac{1}{f} \quad (2.9)$$

Dette er tiden systemet bruker på å gjennomføre en full svingesyklus.

### 2.1.1.1 Damping

Ofte antas damping å være proporsjonal med farten, såkalt viskøs damping. En modell for dette er et legeme som svinger i en væske og som dermed vil få en motkraft i motsatt retning av bevegelsesretningen [[12], s. 526]. En annen form for damping er Coloumb-damping som er konstant uavhengig av fart, men motsatt rettet av fartsretningen [[13]s. 361]. I en konstruksjon vil damping komme fra indre og ytre damping. Indre damping[[13] s. 402] skyldes mikrodeformasjoner og varmeutvikling i materialet [14]. Ytre damping oppstår på grunn av for eksempel luftmotstand og grunnforhold.

Ved å sette  $F(t)=0$  og multiplisere med  $\frac{1}{m}$  i ligning (2.2) fås

$$\ddot{u} + \frac{c}{m}\dot{u} + \omega^2 u = 0 \quad (2.10)$$

Videre kan man innføre *dempingsforholdet*,  $\zeta$ , som forholdet mellom faktisk damping og kritisk damping,  $c_{kr}$ .

$$\zeta = \frac{c}{c_{kr}} = \frac{c}{2m\omega} \quad (2.11)$$

Innsatt i (2.10) gir dette

$$\ddot{u} + 2\zeta\omega\dot{u} + \omega^2 u = 0 \quad (2.12)$$

Formen på løsningen av denne andre ordens differensialligning avhenger av forholdet mellom konstantene, det vil si om systemet er *overkritisk*, *kritisk* eller *underkritisk* dempet.

Dempingsforholdet i virkelige konstruksjoner er som regel såpass lav at  $\zeta < 1$  [[15], s. 21], hvilket gir underkritisk damping. Dette gir løsning på formen [[15], s. 22]

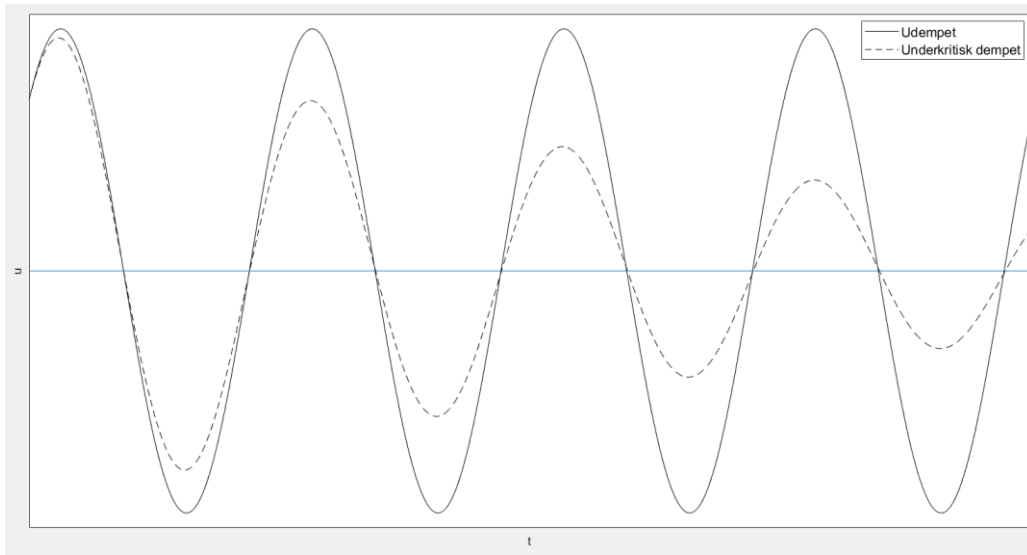
$$u = e^{-\zeta\omega t}(A\sin(\omega_d t) + B\cos(\omega_d t)) \quad (2.13)$$

der  $\omega_d$  er den *dempede vinkelfrekvensen*

$$\omega_d = \omega\sqrt{1 - \zeta^2} \quad (2.14)$$

Forskjellen i vinkelfrekvens mellom udempet og underkritisk dempet system er imidlertid svært liten, siden konstruksjoner som regel har dempingsforhold  $\zeta \ll 1$ . Derimot gir dette utslag i amplituden på svingningen som blir gradvis mindre for hver periode. Dette ses i figur 2.2 der to frie svingninger er plottet. Den heltrukne grafen viser udempede svingninger, mens den stiplede grafen viser

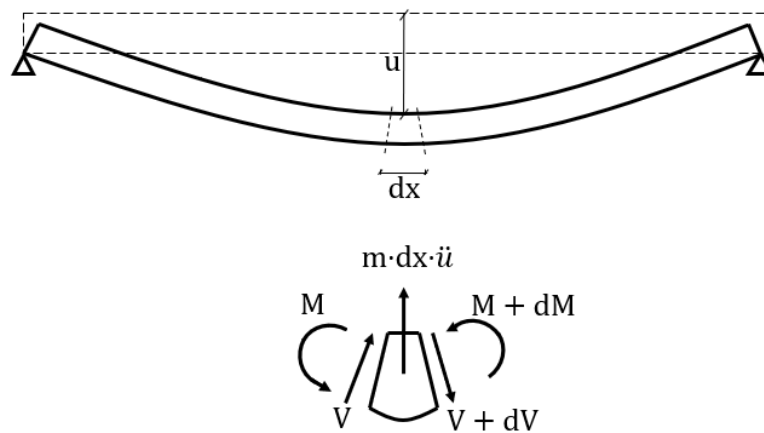
svingningene til samme system, men med dempingsfaktor  $\zeta = 0.05$ . Forskjellen til perioden med og uten demping er tilnærmet lik null, men dempingen gir en betydelig reduksjon for amplituden.



Figur 2.2 - Udempet og underkritisk dempet svingning

### 2.1.2 System med flere frihetsgrader - Analytisk løsning

Bevegelsesligningen for svingning av bjelke kan utledes ved å betrakte et infinitesimalt bjelkeelement som svinger fritt uten demping.



Figur 2.3 - Svingning av bjelkeelement

Likevekt av det forskjøvne bjelkeelementet gir [12]

$$dV - m \cdot dx \cdot \ddot{u} = 0 \quad (2.15)$$

$$dM - V \cdot dx + m \cdot dx \cdot \ddot{u} \cdot \frac{dx}{2} = 0 \quad (2.16)$$

der  $m$  er masse per lengde, og  $(m \cdot dx \cdot \ddot{u})$  er treghetskraften. Siste ledd i ligning (2.16) settes lik null, da dette er av høyere orden og blir neglisjerbart sammenlignet med de andre leddene. Ved å dividere med  $dx$  i ligning (2.15) og (2.16) fås

$$\frac{dV}{dx} - m\ddot{u} = 0 \quad (2.17)$$

og

$$\frac{dM}{dx} - V = 0 \quad (2.18)$$

Videre er sammenhengen mellom moment, stivhet og deformasjon gitt ved [[12], s. 518]

$$M = -EI \frac{d^2u}{dx^2} \quad (2.19)$$

Ligning (2.18) og (2.19) innsatt i (2.17) gir

$$\left(-EI \frac{d^2u}{dx^2}\right) \frac{d^2}{dx^2} - m\ddot{u} = 0 \quad (2.20)$$

Ettersom akselerasjonen er den dobbeltderiverte av deformasjon med hensyn til tiden, og dersom skrivemåten for partielle deriverte anvendes, kan bjelkens svingeligning skrives som følgende

$$EI \frac{\partial^4 u}{\partial x^4} + m \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = 0 \quad (2.21)$$

Dersom også bjelkens demping,  $c$ , og ytre belastning,  $p(x,t)$  betraktes, fås den fullstendige svingeligningen for en bjelke

$$EI \frac{\partial^4 u}{\partial x^4} + m \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + c \frac{\partial u}{\partial t} = p(x,t) \quad (2.22)$$

Som nevnt tidligere er de ytre lastene i en dynamisk analyse avhengige av både tid og posisjon. Dermed er funksjonen  $p(x,t)$  avhengig av både tid,  $t$ , og posisjon,  $x$ . Ligningen kan løses med modal dekomponeringsmetode, som betyr at svingningene blir frikoblet til en tidsavhengig funksjon, og til en posisjonsavhengig funksjon [[16]s. 86]. En bjelke vil svinge med ulike svingeformer, eller *moder*, samtidig. Deformasjonene til bjelken kan derfor betraktes som en superposisjon av forskjellige svingninger med ulik form, amplitude og frekvens. De individuelle bidragene fra de ulike modene summeres opp og gir til sammen den totale deformasjonen til bjelken. Dette blir oppsummert i følgende uttrykk

$$u(x,t) = \sum_i^{\infty} \Phi_i(x) q_i(t) \quad (2.23)$$

der  $\Phi_i(x)$  er *modalfunksjonen* til  $i$ -te mode som er posisjonsavhengig.

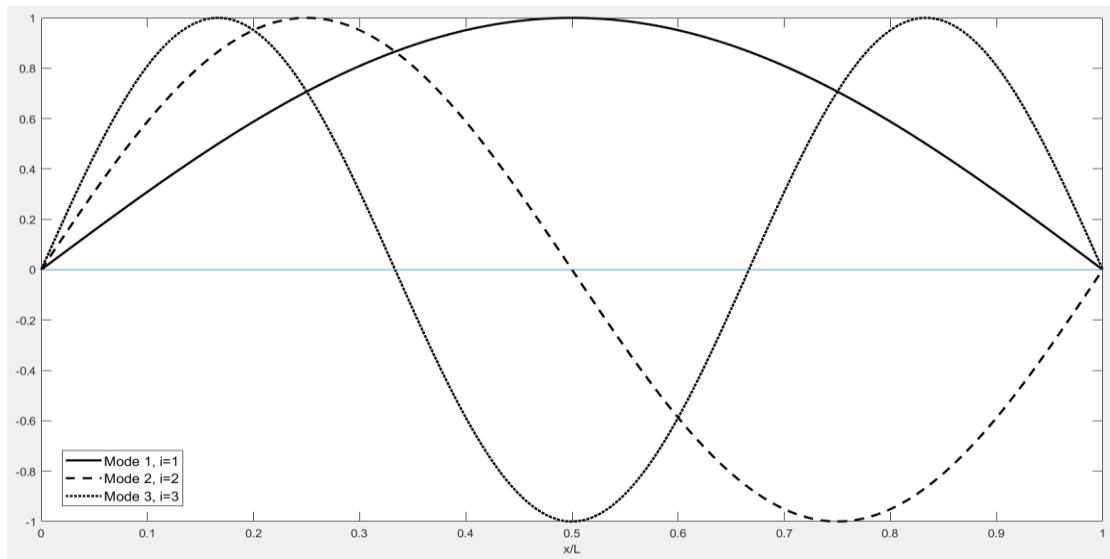
og  $q_i(t)$  er *modalkoordinatene* til  $i$ -te mode som er tidsavhengig.

For en fritt opplagt bjelke med konstant tverrsnitt kan modalfunksjonen til  $i$ -te mode antas å være gitt ved [[16], s. 87]

$$\Phi_i(x) = \sin\left(\frac{i\pi x}{L}\right) \quad (2.24)$$

der  $i$  er modenummer,  $i=1,2,3 \dots$

Figur 2.4 viser modalfunksjonene til de første tre modene for en fritt opplagt bjelke.



Figur 2.4 - Modalfunksjonene til de første 3 modene for fritt opplagt bjelke.

For en fritt opplagt bjelke vil *vinkelfrekvensen* for  $i$ -te mode til bjelken være gitt ved [[12], s. 521]

$$\omega_i = \frac{i^2 \pi^2}{L^2} \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad (2.25)$$

der  $m$  er massen per lengde. *Egenfrekvensen* til bjelken vil være gitt ved

$$f_i = \frac{\omega_i}{2\pi} \quad (2.26)$$

For broer vil som regel virkningen av de første modene gi det største bidraget til den totale responsen ([17], [[13] s. 402]), ettersom disse har frekvens som ligger nærmest frekvensen fra de dynamiske lastene. Ofte er det nok å kun ta hensyn til den første moden og den første egenfrekvensen (*fundamentalfrekvensen*) for å få et tilstrekkelig nøyaktig resultat [18], og dette diskuteres senere.

Bevegelsesligningen i (2.24) kan løses analytisk og eksakt, se [16] og [19]. Den kan også løses numerisk, hvilket gjøres i ZBBD. Dette vil ikke bli diskutert grundigere i oppgaven. Felles for løsningsmetodene er at de løser for deformasjon eller fart. For å finne momentet et sted i konstruksjonen må man bruke sammenhengen i ligning (2.19). Ved å anvende dette i ligning (2.23) fås [18]

$$M(x, t) = -EI \frac{d^2}{dx^2} \left( \sum_i^{\infty} \Phi_i(x) q_i(t) \right) \quad (2.27)$$

Ettersom det kun er modalfunksjonen,  $\Phi_i(x)$ , som er avhengig av  $x$ , er det også bare denne som skal deriveres.

$$M(x, t) = -EI \sum_i^{\infty} \Phi_i''(x) q_i(t) \quad (2.28)$$

Ettersom  $\Phi_i(x)$  kan antas å være en sinusfunksjon, gir dette

$$M(x, t) = -EI \sum_i^{\infty} \left( \sin\left(\frac{i\pi x}{L}\right) \frac{i^2 \pi^2}{L^2} q_i(t) \right) \quad (2.29)$$

$$M(x, t) = -EI \frac{\pi^2}{L^2} \sum_i^{\infty} (i^2 \Phi_i(x) q_i(t)) = -EI \frac{\pi^2}{L^2} \sum_i^{\infty} (i^2 u(x, t)_i) \quad (2.30)$$

Dette viser at hver modes bidrag til moment er lik deformasjonen fra moden multiplisert med kvadratet av modenummeret og konstanten  $-EI \frac{\pi^2}{L^2}$ . Deretter summeres bidraget til moment fra de ulike modene, og gir det totale momentet på bjelken som funksjon av posisjon og tid. Ettersom den dominerende virkningen skyldes første mode, kan det antas at momentet er tilnærmet proporsjonalt med deformasjonen (med faktor  $-EI \frac{\pi^2}{L^2}$ ).

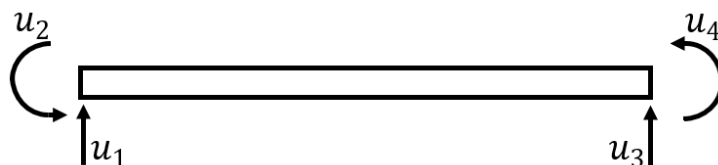
### 2.1.3 System med flere frihetsgrader - Elementmetoden

Analytisk løsning er kun mulig for enkle geometrier og randbetingelser. For å kunne vurdere alle typer broer og konstruksjoner er det i praksis ofte nødvendig å bruke *elementmetoden* eller *finite element method* (FEM) [20]. Denne metoden går ut på å dele opp og diskretisere større konstruksjoner til elementer og knutepunkter. Stivhets-, masse- dempingsmatriser finnes for de ulike elementene. Deretter settes de individuelle matrisene sammen til globale stivhets-, masse-, og dempingsmatriser. Videre løses det for deformasjoner fra ytre belastninger som igjen kan brukes til å finne kreftene som opptrer i elementene. Elementmetoden er anvendelig for både statiske og dynamiske problemstillinger.

I elementmetoden brukes ulike elementer avhengig av hva slags type konstruksjon som skal analyseres. Eksempler på elementer er fagverkselement, bjelke-/rammeelement, membranelement, skall-/plateelement og tredimensjonale elementer. I denne oppgaven fokuseres det hovedsakelig på bjelkeelementer, men også skallelementer anvendes for mer nøyaktige analyser i del III.

#### 2.1.3.1 - Stivhets og massematriser for bjelkeelement

Deformasjonen i knutepunktene til et bjelkeelement kan uttrykkes ved fire frihetsgrader som vist i figur 2.5.



Figur 2.5 - Bjelkeelement med frihetsgrader



For å bestemme deformasjonen på et tilfeldig punkt mellom knutepunktene, må det interpoleres mellom dem. Dette gjøres ved å behandle deformasjonen som et produkt av en formfunksjon og en vektor med knutepunktdeformasjonene

$$u(x, t) = [\psi(x)]^T * [D(t)] \quad (2.31)$$

der  $[\psi(x)]$  er formfunksjonen for elementet, som beskriver formen på det deformerte elementet matematisk.

$[D(t)]$  er deformasjonsvektoren for elementet, som inneholder deformasjonene for knutepunktene.

$$[D(t)] = \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4 \end{bmatrix} \quad (2.32)$$

Formfunksjonen finnes ved å anta at elementets deformasjon kan beskrives ved et tredjegradspolynom [[21], s. 717]. Det gir

$$[\psi(x)] = \begin{bmatrix} 1 - \frac{3x^2}{L^2} + \frac{2x^3}{L^3} \\ x - \frac{2x^2}{L} + \frac{x^3}{L^2} \\ \frac{3x^2}{L^2} - \frac{2x^3}{L^3} \\ -\frac{x^2}{L} + \frac{x^3}{L^2} \end{bmatrix} \quad (2.33)$$

Videre kan utledning av masse- og stivhetsmatrise for et bjelkeelement gjøres ved å betrakte prinsippet om virtuelt arbeid. Massematrisen for et bjelkeelement med tetthet  $\rho$ , areal A, og lengde L, er gitt ved [[21], s. 719]

$$[M] = \frac{\rho AL}{420} \begin{bmatrix} 156 & 22L & 54 & -13L \\ 22L & 4L^2 & 13L & -3L^2 \\ 54 & 13L & 156 & -22L \\ -13L & -3L^2 & -22L & 4L^2 \end{bmatrix} \quad (2.34)$$

Denne matrisen kalles *consistent mass matrix*. Alternativt kan man benytte en konsentrert massematrise, eller *lumped mass matrix*, der massen samles i knutepunktene i stedet for å fordeles utover hele elementet [22]

$$[M] = \rho AL \begin{bmatrix} \frac{1}{2} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \alpha L^2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \alpha L^2 \end{bmatrix} \quad (2.35)$$

der  $\alpha$  kan bestemmes avhengig av i hvilken grad rotasjonsfrithetsgrader skal tas hensyn til. Dette vil i mange sammenhenger gi enklere beregninger, men kan til dels gå ut over nøyaktigheten til resultatet. Stivhetsmatrisen for et bjelkeelement med stivhet EI og lengde L, er gitt ved [[21], s. 718]

$$[K] = \begin{bmatrix} \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \quad (2.36)$$

### 2.1.3.2 - Damping

Damping av systemer med flere frihetsgrader er mer komplisert å beregne helt eksakt. Derfor finnes det flere modeller for å inkludere damping på en enklere måte. En modell som er mye brukt kalles Rayleigh-damping. Her antas det at dempingsmatrisen er en lineærkombinasjon av masse- og stivhetsmatrisen [23].

$$[C] = \alpha_R[M] + \beta_R[K] \quad (2.37)$$

der faktorene  $\alpha_R$  og  $\beta_R$  kan estimeres dersom dempingsforholdet til to moder er kjent

$$\alpha_R = 2\omega_1\omega_2 \frac{\zeta_1\omega_2 - \zeta_2\omega_1}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \quad (2.38)$$

$$\beta_R = 2 \frac{\zeta_2\omega_2 - \zeta_1\omega_1}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \quad (2.39)$$

der  $\omega_1$  og  $\omega_2$  er sirkulærfrekvensen til to selvvalgte moder, med tilhørende dempingsfaktorer  $\zeta_1$  og  $\zeta_2$ . Dempingsfaktorene må spesifiseres for frekvenser slik at alle modene som bidrar vesentlig til responsen får en fornuftig dempingsfaktor [[21], s. 441]

Dersom dempingsfaktorene er like for begge modene,  $\zeta_1 = \zeta_2 = \zeta$ , fås

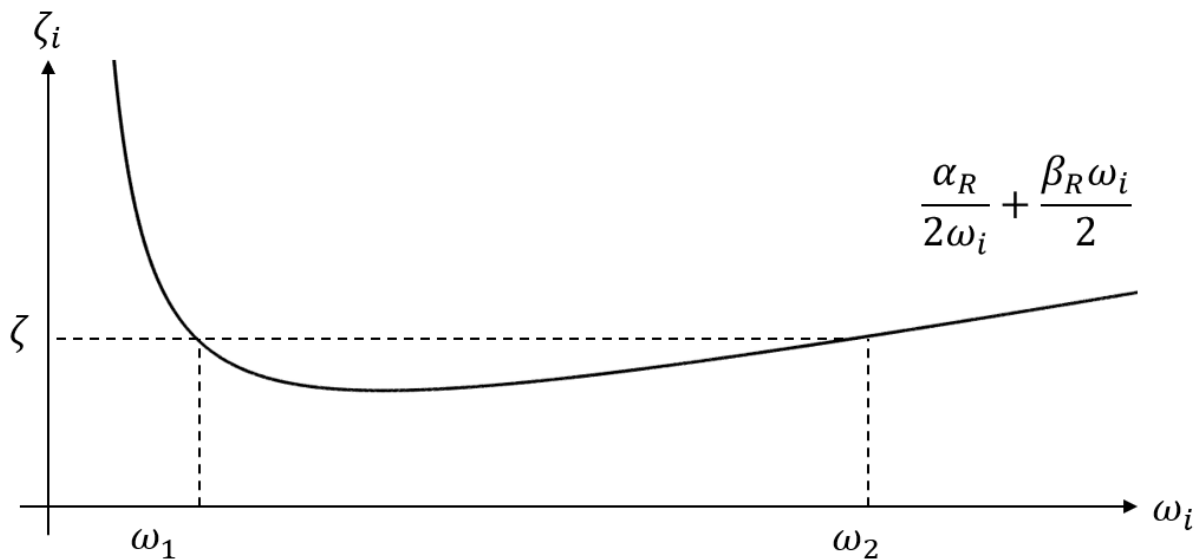
$$\alpha_R = \frac{2\zeta\omega_1\omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \quad (2.40)$$

$$\beta_R = \frac{2\zeta}{\omega_1 + \omega_2} \quad (2.41)$$

Dempingsfaktoren til i-te mode kan videre uttrykkes

$$\zeta_i = \frac{\alpha_R}{2\omega_i} + \frac{\beta_R\omega_i}{2} \quad (2.42)$$

Dette er vist i figur 2.6. Her vil dempingsfaktoren til sirkulærfrekvensene mellom  $\omega_1$  og  $\omega_2$  være lavere enn den spesifiserte dempingsfaktoren  $\zeta$ , mens resterende sirkulærfrekvenser får en høyere dempingsfaktor.



Figur 2.6 - Rayleigh-damping

### 2.1.3.3 - Modalanalyse

Bevegelsesligningen på matriseform kan uttrykkes som følgende [24]

$$[M]\ddot{u} + [C]\dot{u} + [K]u = [F(t)] \quad (2.43)$$

For å bestemme egenfrekvensen til de ulike modene for et system med flere frihetsgrader må det i praksis gjøres en modalanalyse. En modalanalyse gir egenfrekvensene til et *udempet, fritt svingende system*. Dette innebærer å sette dempingsleddet og ytre last lik 0 i ligning (2.43)

$$[M]\ddot{u} + [K]u = 0 \quad (2.44)$$

Videre kan det antas en harmonisk løsning på formen [[21], s. 390]

$$u = [\Phi]\sin(\omega t) \quad (2.45)$$

der  $\Phi$  er egenvektoren eller modalfunksjonen. Innsatt i ligning (2.44) fås

$$[K][\Phi]\sin(\omega t) - [M][\Phi](\omega^2)\sin(\omega t) = 0 \quad (2.46)$$

Forenklet blir dette

$$([K] - [M](\omega^2))[\Phi] = 0 \quad (2.47)$$

Ligningen har ikke triviell løsning dersom

$$\det([K] - [M](\omega^2)) = 0 \quad (2.48)$$

Hvilket er et egenverdiproblem på formen

$$\det([K] - \lambda[M]) = 0 \quad (2.49)$$

For et system med n frihetsgrader har ligningen n egenverdier,  $\lambda$ , der sirkulærfrekvensen til systemet er gitt som

$$\omega_i = \sqrt{\lambda_i} \quad (2.50)$$

Videre kan de tilhørende modalfunksjonene bestemmes ved å sette egenverdien inn i ligning (2.47). For hver egenverdi og sirkelfrekvens, eksisterer det en korresponderende modalfunksjon. Ved å

gjennomføre en modalanalyse kan man løse for systemets egenfrekvenser og bestemme tilhørende modalfunksjoner.

### 2.1.3.4 - Numerisk integrasjon

Ved bruk av elementmetoden er det ikke mulig å løse analytisk og det er derfor nødvendig å bruke algoritmer for numerisk integrasjon. Mens Eulers metode kan brukes til å løse første ordens ordinære differensialligninger [25], kreves det mer kompliserte metoder for å løse andre ordens inhomogene differensialligninger. En mye brukt metode for dynamiske problemer er *Newmarks metode* [[26], s. 75]. Deformasjon,  $u$ , og fart,  $\dot{u}$ , bestemmes ved følgende uttrykk

$$u_{t+\Delta t} = u_t + \Delta t \dot{u}_t + (\Delta t)^2 \left[ \left( \frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{u}_t + \beta \ddot{u}_{t+\Delta t} \right] \quad (2.51)$$

$$\dot{u}_{t+\Delta t} = \dot{u}_t + \Delta t [(1 - \gamma) \ddot{u}_t + \gamma \ddot{u}_{t+\Delta t}] \quad (2.52)$$

Innsatt i bevegelsesligningen gir dette

$$[M] \ddot{u}_{t+\Delta t} + [C] (\dot{u}_t + \Delta t [(1 - \gamma) \ddot{u}_t + \gamma \ddot{u}_{t+\Delta t}]) + [K] \left( u_t + \Delta t \dot{u}_t + (\Delta t)^2 \left[ \left( \frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{u}_t + \beta \ddot{u}_{t+\Delta t} \right] \right) = [F_{t+\Delta t}] \quad (2.53)$$

Ved å isolere  $\ddot{u}_{t+\Delta t}$  på den ene siden, og resterende ledd på andre, fås

$$[\hat{K}] \ddot{u}_{t+\Delta t} = [F_{t+\Delta t}^{Res}] \quad (2.54)$$

der

$$[\hat{K}] = [K] \beta (\Delta t)^2 + [C] \gamma \Delta t + [M] \quad (2.55)$$

$$[F_{t+\Delta t}^{Res}] = [F_{t+\Delta t}] - [K] \left( u_t + \Delta t \dot{u}_t + (\Delta t)^2 \left[ \left( \frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{u}_t + \beta \ddot{u}_t \right] \right) - [C] (\dot{u}_t + \Delta t [(1 - \gamma) \ddot{u}_t + \gamma \ddot{u}_t]) \quad (2.56)$$

Akselerasjonen ved tidspunkt  $t+\Delta t$  kan dermed finnes ved å løse

$$\ddot{u}_{t+\Delta t} = [\hat{K}]^{-1} [F_{t+\Delta t}^{Res}] \quad (2.57)$$

Faktorene  $\beta$  og  $\gamma$  er vektall som kan bestemmes avhengig av i hvilken grad man antar akselerasjonen er konstant. Dersom  $\gamma \geq 0.5$  og  $\beta \geq \frac{(2\gamma+1)^2}{16}$  er metoden stabil, uavhengig av lengden på tidssteget  $\Delta t$ . Ellers vil man risikere at metoden ikke konvergerer mot riktig løsning. Det er vanlig å sette  $\gamma = 0.5$  og  $\beta = 0.25$ , hvilket blant annet Robot Structural Analysis og CSiBridge har implementert [27]. Dette gir en løsning som konvergerer uavhengig av lengden på tidssteget.

## 2.2 Eurokodene og regelverk

Eurokodene er en rekke serier med standarder for planlegging, prosjektering, utførelse og verifikasjon av bygg- og anleggskonstruksjoner. Eurokodene har som formål å gi felles beskrivelser som det er konsensus om. Standarder gir anbefalinger om beste praksis, men de er ikke bindende, og blir ofte brukt som preaksepterte løsninger. Standardene gjelder stort sett for hele EU/EØS, men samtidig har flere av medlemslandene særtilfeller på enkelte punkter. Dette skyldes

dimensjonerings- eller designmessige grunner som passer bedre for det gjeldende landet. Disse ulikhetene kommer frem i nasjonale tillegg.

Tabell 2.1 - Relevante standarder

Navn	Forklaring	Referanse	Forkortelse
<b>NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016</b>	Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner	[11]	EK 0
<b>NS-EN 1991-1-2:2003+NA:2010</b>	Laster på konstruksjoner - Del 2: Trafikklast på broer	[28]	EK 1-2
<b>NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019</b>	Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster, tetthet, egenvekt og nyttelast i bygninger	[29]	EK 1-1-1
<b>NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018</b>	Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger	[30]	EK 2-1
<b>NS-EN 15528:2015</b>	Jernbane: Linjekategorier for styring av grensesnitt mellom grenser for vogners lasteevne og infrastruktur	[31]	NS-EN 15528
<b>NS-EN 15663:2017</b>	Jernbane: Referansemasse for vogner	[32]	NS-EN 15663

## 2.2.1 Teknisk Regelverk

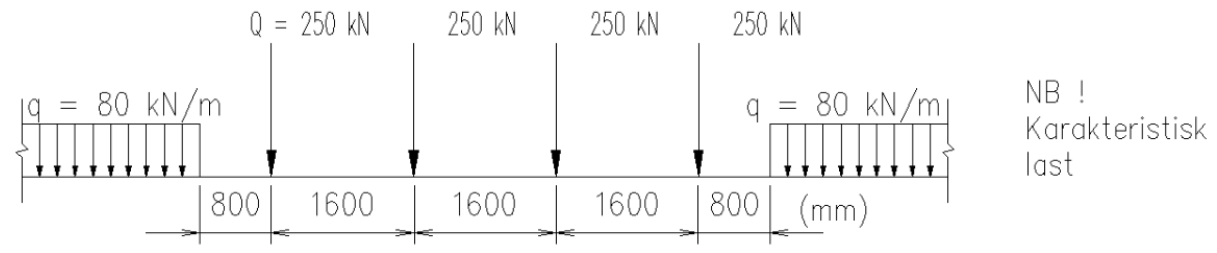
*Teknisk regelverk* (TRV) er Bane NORs samlebetegnelse for normaler av tekniske regler innenfor prosjekteringer, bygging og vedlikehold av jernbaneinfrastruktur på Norges jernbanenett. Teknisk regelverk skal svare til kravene til standardene i henhold til jernbaneinfrastrukturforskriften § 3.1 [33]. Mange av punktene fra Eurokode 1-2 gjengis uendret i det tekniske regelverket, men det er flere eksempler på at det stiller strengere krav enn det standardene gjør.

## 2.2.2 Lastmodeller

I teknisk regelverk og i Eurokode 1-2 står det oppgitt ulike lastmodeller som representerer lasten fra tog, og som skal brukes for dimensjonering og kontrollering av jernbanebroer.

### 2.2.2.1 LM71

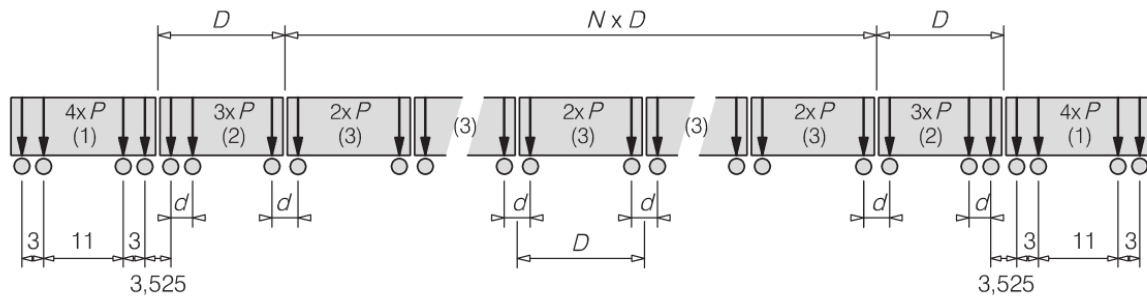
Lastmodell 71 (LM71) representerer den statiske effekten av normal jernbanetraffic. Den tar for seg den vertikale karakteristiske lasten på sporet. Det er denne lastmodellen som brukes for å dimensjonere nye jernbanelinjer og -broer i dag. Lasten skal multipliseres med en faktor  $\alpha$  som tar høyde for om lasten er tyngre eller lettere enn den karakteristiske verdien. I Norge settes  $\alpha$  lik 1.0 eller 1.33 [[34], 3.2].



Figur 2.7 - Lastmodell 71 karakteristiske verdier

### 2.2.2.2 HSLM

High speed load module (HSLM) er en lastmodell som skal brukes på nye internasjonale strekninger som dimensjoneres for hastigheter over 200 km/t. Det er to forskjellige typer HSLM; HSLM-A og HSLM-B. Sistnevnte skal kun brukes for fritt opplagte broer med lengde  $\leq 7$  m. Ved alle andre tilfeller skal HSLM-A benyttes [[28], tabell 6.4]



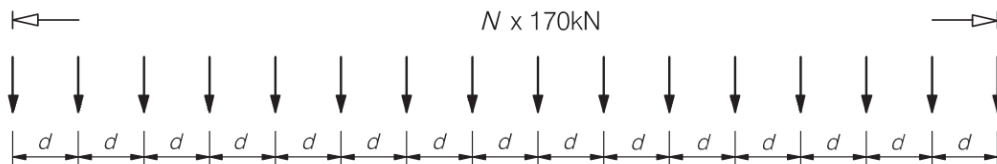
#### Key

- (1) Power car (leading and trailing power cars identical)
- (2) End coach (leading and trailing end coaches identical)
- (3) Intermediate coach

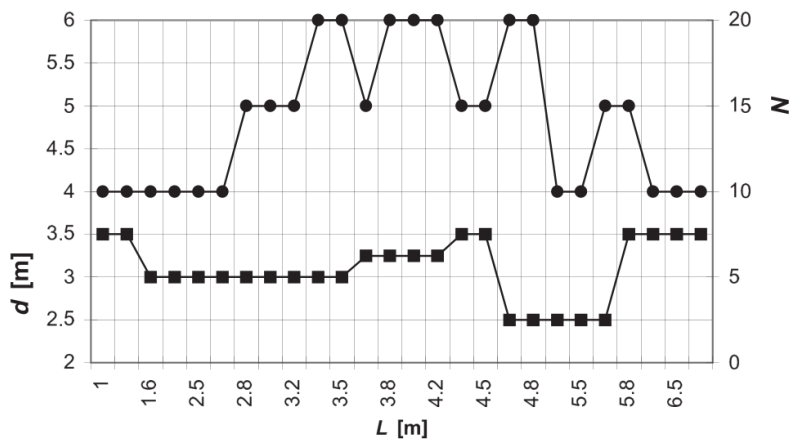
Figur 2.8 - Figur 6.12 fra Eurokode 1-2: Lastmodell HSLM-A

Tabell 2.2 - Tabell 6.3 fra Eurokode 1-2: HSLM-A karakteristiske verdier

Universal Train	Number of intermediate coaches $N$	Coach length $D$ [m]	Bogie axle spacing $d$ [m]	Point force $P$ [kN]
A1	18	18	2,0	170
A2	17	19	3,5	200
A3	16	20	2,0	180
A4	15	21	3,0	190
A5	14	22	2,0	170
A6	13	23	2,0	180
A7	13	24	2,0	190
A8	12	25	2,5	190
A9	11	26	2,0	210
A10	11	27	2,0	210



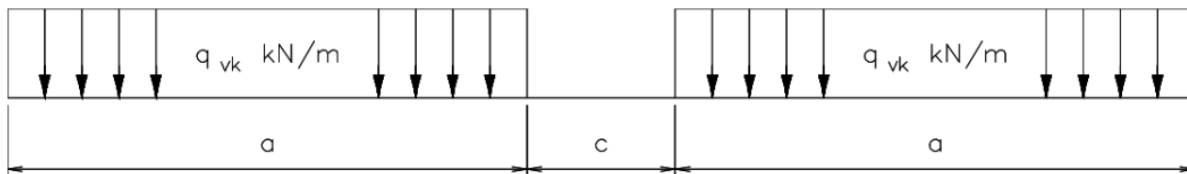
Figur 2.9 - Figur 6.13 fra Eurokode 1-2: Lastmodell HSLM-B



Figur 2.10 - Figur 6.14 fra Eurokode 1-2: HSLM-B karakteristiske verdier

### 2.2.2.3 SW

Lastmodellene SW fremstiller den statiske effekten av ekstraordinær tung jernbanetrafikk. Disse blir representert ved SW/0 og SW/2. Begge lastmodellene skal brukes når man utfører kontrollberegninger, men SW/0 skal kun brukes for kontinuerlige broer [[34], 3.3].



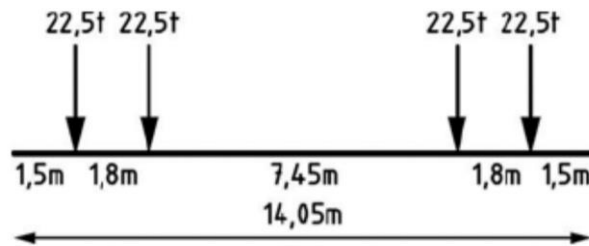
Lastklassifikasjon	$q_{vk}$ (kN/m)	a (m)	c (m)
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Figur 2.11 - Lastmodell SW

### 2.2.2.4 Linjekategorier

Eksisterende linjer er dimensjonert for å tåle ulike linjekategorier beskrevet i NS-EN 1528. Det er disse man bruker når man skal kontrollere om eksisterende linjer kan beholde tilfredsstillende egenskaper ved innføring av nye togtyper eller andre hastigheter. Det er flere ulike linjekategorier hvor hver er definert av en lastmodell som baseres på en referansevogn. Denne har karakteristiske verdier gitt i standardens tillegg. Disse referansevognene defineres ved aksellast, akselavstand og vognlengde. I standarden står det beskrevet at «Linjekategorier er et klassifiseringssystem som forenkler forståelsen for last-kobling kompatibelt med kjøretøy og infrastruktur» [31]. Se vedlegg A

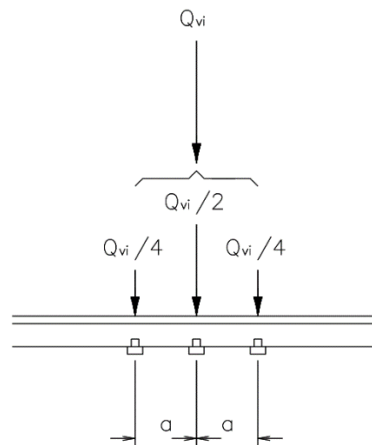
for oversikt over linjekategoriene på de ulike norske linjene. Figur 2.12 viser linjekategori D2 som er den vanligste linjekategorien i Norge.



Figur 2.12 - Linjekategori D2

### 2.2.3 Lastfordeling i overbygning

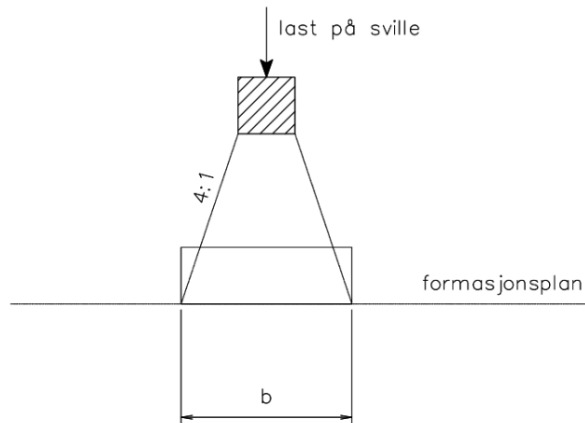
Overbygningen er ifølge teknisk regelverk «Den del av jernbanesporet som ligger over formasjonsplanet; ballast, sviller, befestigelse og skinner.» [35]. Svillene skal overføre belastninger fra skinnene til ballasten, som skal overføre kreftene videre ned til underbygningen. Under overbygningen vil det for et vanlig spor være en underbygning som består av et forsterkningslag og et frostsikringslag [36]. For en bro derimot vil overbygningen ligge mer eller mindre rett på brodekket. Ettersom skinnene ofte er laget av stål har de relativt høy stivhet og kan derfor fordele kreftene fra en aksel på flere sviller. Dette er det tatt høyde for i Bane NOR sitt tekniske regelverk som sier at lasten fra en aksel kan fordeles på tre sviller som vist i figur 2.13 [[34], 3.7.1].



Figur 2.13 - Lastfordeling til sviller

Videre spesifiseres det at lasten fra svillene skal fordeles gjennom ballasten og ned til brodekket i et forhold 4:1 som vist i figur 2.14 [[34], 3.7.2]

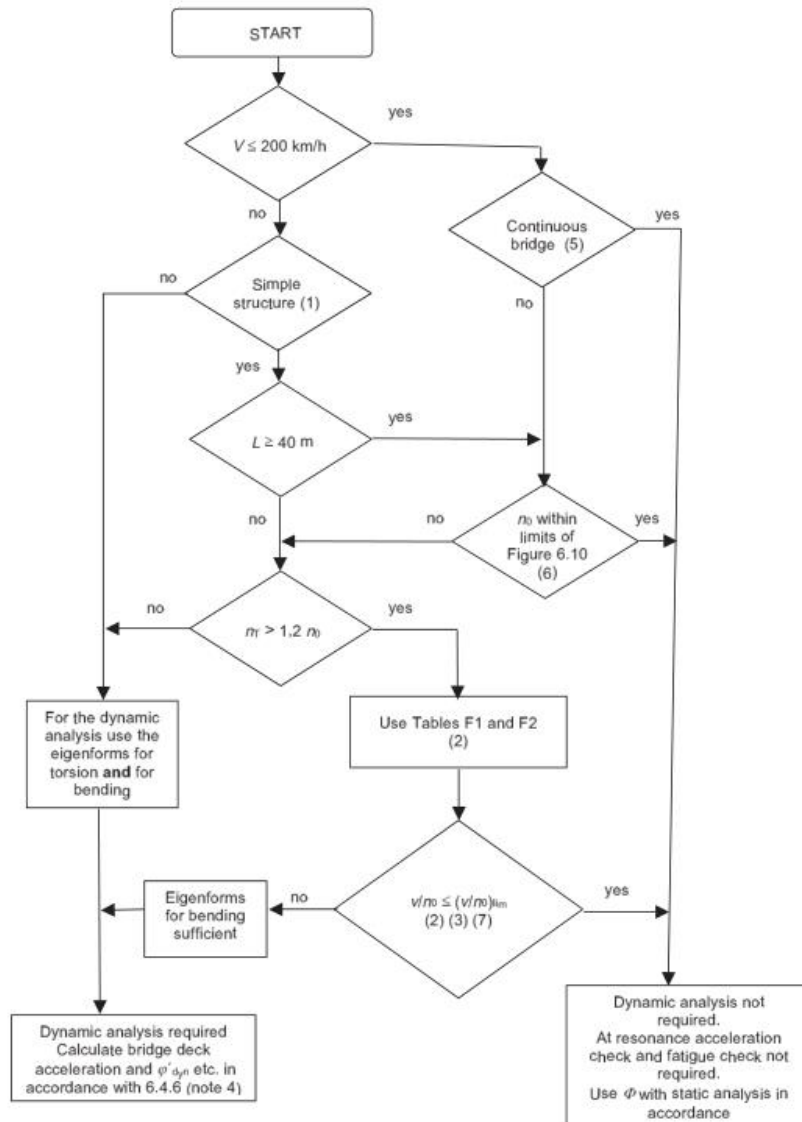




Figur 2.14 - Lastfordeling gjennom ballast

## 2.2.4 Dynamisk analyse i Eurokode 1-2

Eurokode 1-2 og teknisk regelverk gir føringer for hvordan og når dynamiske analyser av jernbanebroer skal gjennomføres. Figur 6.9 i Eurokode 1-2 inneholder et flytdiagram som skal brukes til å avgjøre når en dynamisk analyse er nødvendig. Imidlertid setter teknisk regelverk krav om at det uansett skal gjennomføres dynamisk analyse for hastigheter over 200 km/t [[34], 4.2b]



Figur 2.15 - Figur 6.9 fra Eurokode 1-2: Flytdiagram for dynamisk analyse

### 2.2.4.1 Dynamiske faktorer

Dersom en dynamisk analyse ikke er nødvendig, vil det være tilstrekkelig å inkludere virkningen av de dynamiske effektene ved å multiplisere kreftene fra passerende tog som virker på broen med en *dynamisk faktor*, eller *dynamic amplification factor* (DAF).

Nye broer som skal dimensjoneres med lastmodell LM71, SW/0 og/eller SW/2, har dynamiske faktorer gitt ved

$$\Phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L_\Phi} - 0.2} + 0.82 \quad (2.58)$$

for godt vedlikeholdte spor.

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\Phi} - 0.2} + 0.73 \quad (2.59)$$

for spor med normalt vedlikehold. Faktorene har imidlertid en øvre og nedre grense gitt ved  $1.00 \leq \Phi_2 \leq 1.67$  og  $1.00 \leq \Phi_3 \leq 2.00$ .

De dynamiske faktorene inkluderer dermed virkningen av ujevnheter i sporene.  $L_\Phi$  kalles den bestemmende lastlengden og avhenger av broens opplagerbetingelser. For en fritt opplagt bro er  $L_\Phi$  lik spennvidden på broen, mens lastlengden for en kontinuerlig bro vil bestemmes av tabell 6.2 i Eurokode 1-2. Disse faktorene tar ikke hensyn til resonanseffekter og er derfor kun gyldige for hastigheter under 200 km/t. I tillegg setter teknisk regelverk og Eurokoden ytterligere grenser for gyldigheten til dynamiske faktorer ved å angi grenser for egenfrekvensen til broen. Ved egenfrekvenser utenfor dette gyldighetsområdet kan ikke de dynamiske faktorene anvendes, og en fullverdig dynamisk analyse må derfor gjennomføres. Grensene til egenfrekvens er angitt i figur 2.16 [[28], 6.4.4].

The upper limit of  $n_0$  is governed by dynamic enhancements due to track irregularities and is given by :

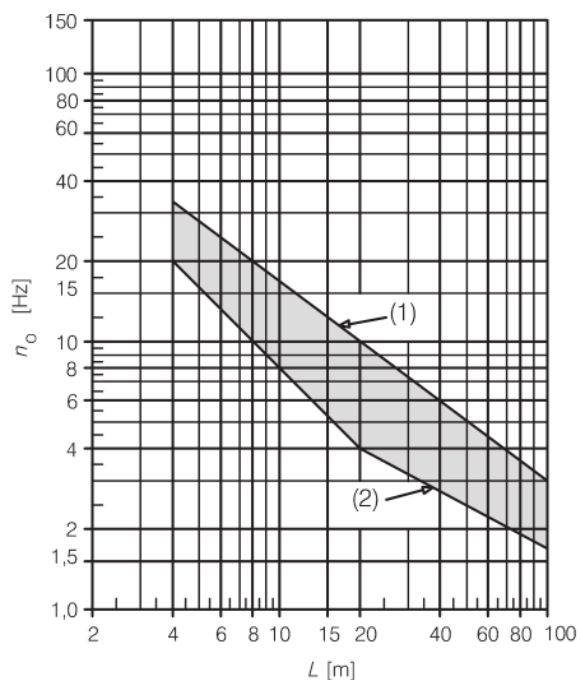
$$n_0 = 94,76L^{-0,748} \quad (6.1)$$

The lower limit of  $n_0$  is governed by dynamic impact criteria and is given by :

$$\begin{aligned} n_0 &= 80/L && \text{for } 4\text{m} \leq L \leq 20\text{m} \\ n_0 &= 23,58L^{-0,592} && \text{for } 20\text{m} < L \leq 100\text{m} \end{aligned} \quad (6.2)$$

where:

$n_0$  is the first natural frequency of the bridge taking account of mass due to permanent actions,  
 $L$  is the span length for simply supported bridges or  $L_\Phi$  for other bridge types.



**Key**

- (1) Upper limit of natural frequency
- (2) Lower limit of natural frequency

Figur 2.16 - Figur 6.10 fra Eurokode 1-2: Grenser for egenfrekvens

For broer som skal kontrolleres for en bestemt linjekategori eller for virkelige tog, er de dynamiske faktorene gitt i tillegg C i Eurokode 1-2. De statiske lastvirkningene skal multipliseres med den dynamiske faktoren  $1+\varphi$  [[28], tillegg C], der

$$1 + \varphi = 1 + \varphi' + \frac{\varphi''}{2} \quad (2.60)$$

for godt vedlikeholdte spor, og

$$1 + \varphi = 1 + \varphi' + \varphi'' \quad (2.61)$$

for spor med normalt vedlikehold. Videre er

$$\varphi' = \frac{K}{1 - K + K^4} \text{ for } K < 0.76 \quad (2.62)$$

der

$$K = \frac{v}{2L_{\Phi} + f_1} \quad (2.63)$$

$$\varphi' = 1.325 \text{ for } K \geq 0.76 \quad (2.64)$$

$$\varphi'' = \frac{\alpha}{100} \left[ 56e^{-\left(\frac{L_{\Phi}}{10}\right)^2} + 50 \left( \frac{L_{\Phi}f_1}{80} - 1 \right) e^{-\left(\frac{L_{\Phi}}{20}\right)^2} \right] \geq 0 \quad (2.65)$$

$$\alpha = \frac{v}{22} \text{ hvis } v \leq 22 \text{ m/s, og } \alpha = 1 \text{ hvis } v > 22 \text{ m/s} \quad (2.66)$$

der

v er hastigheten i m/s.

$f_1$  er egenfrekvensen til første mode.

Dersom hastigheten er over 200 km/t og/eller egenfrekvensene til broen er utenfor gyldighetsområdet spesifisert i figur 2.16, må det gjennomføres en fullstendig dynamisk analyse for å bestemme den dynamiske faktoren  $\varphi'_{dyn}$ , som er gitt som [[28],6.4.6.5]

$$\varphi'_{dyn} = \max \left| \frac{y_{dyn}}{y_{stat}} \right| - 1 \quad (2.67)$$

der  $y_{dyn}$  og  $y_{stat}$  er henholdsvis største dynamiske og statiske deformasjon.  $\varphi'_{dyn}$  angir derfor den relative økningen i deformasjon for det dynamiske lasttilfellet. For godt vedlikeholdte spor skal faktoren

$$1 + \varphi'_{dyn} + \frac{\varphi''}{2} \quad (2.68)$$

multipliseres med lastvirkningen fra toget. For spor med normalt vedlikehold er denne faktoren gitt ved

$$1 + \varphi'_{dyn} + \varphi'' \quad (2.69)$$

Faktoren  $\varphi''$  representerer den økte lastvirkningen fra ujevnheter i spor eller uregelmessigheter i kjøretøy, og bestemmes av ligning (2.65). I en dynamisk analyse er det som nevnt lastmodellen HSLM som skal benyttes, men også akselavstand og -last fra virkelige tog kan brukes i beregningen dersom broen ikke skal dimensjoneres for internasjonale linjer.

Ved dimensjonering av broer som skal dimensjoneres for høyhastighetstog, skal den mest ugunstige av LM71, SW/0, SW/2 og HSLM anvendes. Lastmodellene skal multipliseres med tilhørende lastfaktorer [[28], 6.4.6.5]

$$\left( 1 + \varphi'_{dyn} + \frac{\varphi''}{2} \right) \cdot \begin{pmatrix} HSLM \\ \text{eller} \\ RT \end{pmatrix} \quad (2.70)$$

der RT er *real train*. Eller

$$(LM71" + "SW/0) \cdot \Phi_2 \quad (2.71)$$

Dette gjelder for godt vedlikeholdte linjer. Det er ikke gitt at HSLM er det mest ugunstige for broer, selv for hastigheter over 200 km/t.

#### 2.2.4.2 Hastigheter i en dynamisk analyse

Eurokoden setter også krav til valg av hastigheter som skal tas i betraktning under dynamisk analyse. Blant annet er det spesifisert at den dimensjonerende hastigheten for linjen skal være 1.2 ganger skiltet hastighet [[28], 6.4.6.2]. Dette gjelder ikke for kontroll med hensyn på passasjerkomfort og utmatting, hvor største hastighet i analysen skal tilsvare skiltet hastighet. Videre skal det kontrolleres for hastigheter fra 40 m/s og opptil dimensjonerende hastighet. Nøyaktig hvor mange hastigheter som skal kontrolleres spesifiseres ikke, men det står at det skal tas mindre hastighetssteg i nærheten av *resonanshastigheter*. Resonans er som tidligere nevnt fenomenet som oppstår når frekvensen til de ytre belastningene nærmer seg egenfrekvensen til konstruksjonen. Om resonans oppstår avhenger av togets vognlengde, hastighet og broens egenfrekvens. For en jernbanebro vil den ytre belastningen være aksellasten fra togene, og frekvensen til disse vil være gitt som

$$f_F = \frac{v}{d} \quad (2.72)$$

der  $v$  er toghastigheten og  $d$  er akselavstanden til toget. Dersom denne frekvensen nærmer seg egenfrekvensen til broen,  $f$ , vil det oppstå resonans i broen. Eurokode 1-2 gir på bakgrunn av dette formelen for å beregne resonanshastigheten for en fritt opplagt bro som [[28], 6.4.6.2]

$$v_i = f \lambda_i \quad (2.73)$$

der

$$\lambda_i = \frac{d}{i} \quad (2.74)$$

der  $i=1,2,3 \dots$

Den største resonanseffekten fås for  $i=1$ , men det vil også oppstå mer lokale *resonanstopper* for  $i=2,3,4 \dots$  Dette kan ses i figur 8.2 i delkapittel 8.2, der hastigheten til resonanstopperne svarer til  $i=2$  og  $i=3$  i formel (2.73) og (2.74) (grafene for frekvens 6.4 Hz). Dette fenomenet kan forklares ved å tenke seg et huskestativ der man dytter husken med samme frekvens som den svinger. Dette vil åpenbart gi de største svingningene, men også å dytte annenhver gang eller hver tredje gang husken svinger tilbake vil gi store svingninger. Denne analogien kan overføres til tog og jernbanebroer og forklare hvorfor det oppstår resonanstopper ved varierende hastigheter. En dynamisk analyse av en jernbanebro er likevel mer komplisert ettersom et tog ofte har varierende akselavstander og en bro har flere egenfrekvenser, hvilket gir flere resonanstopper. Dette gjør at det ofte er nødvendig å undersøke flere hastigheter for å forsikre seg om at alle resonanstopper tas hensyn til.

#### 2.2.4.3 Valg av parametere i analysen

##### Demping

Som nevnt inngår demping i en dynamisk analyse. Demping er, i motsetning til stivhet og masse (i bevegelsesligningen), komplekst å skulle beregne nøyaktig. Eurokode 1-2 foreslår derfor nedre

grenser for dempingsforhold,  $\zeta$ , som skal benyttes i dynamiske analyser. Dette forholdet avhenger av spennvidden og materialet til broen, og er gitt i tabell 6.6 [[28], 6.4.6.3].

Tabell 2.3 - Tabell 6.6 fra Eurokode 1-2: Dempingsverdier til dimensjonering

Bridge Type	$\zeta$ Lower limit of percentage of critical damping [%]	
	Span $L < 20\text{m}$	Span $L \geq 20\text{m}$
Steel and composite	$\zeta = 0,5 + 0,125 (20 - L)$	$\zeta = 0,5$
Prestressed concrete	$\zeta = 1,0 + 0,07 (20 - L)$	$\zeta = 1,0$
Filler beam and reinforced concrete	$\zeta = 1,5 + 0,07 (20 - L)$	$\zeta = 1,5$

### Masse og stivhet

Egenfrekvensen til broen er omvendt proporsjonal med kvadratroten av massen (ligning (2.25)). Egenfrekvensen påvirker både ved hvilke hastigheter det oppstår resonans (ligning (2.73)), men også største akselerasjon ved en gitt hastighet. Dette er fordi største akselerasjon er omvendt proporsjonal med massen [[28], 6.4.6.3.2]. Dermed er det ikke nødvendigvis slik at lavere masse gir størst lastvirkning innenfor et gitt hastighetsintervall. Det er derfor spesifisert at analysen skal gjennomføres med to forskjellige bromasser:

- Et nedre estimat av massen ved å bruke tørrdensiteten til ballasten for å anslå største akselerasjon.
- Et øvre estimat av massen ved å bruke tetthet med vannmettet ballast for å anslå laveste hastighet resonansen oppstår.

For stivheten til broen er det enklere. Her skal kun et nedre estimat for stivheten til broen brukes. E-modulen til betong skal imidlertid begrenses til verdien som samsvarer med betong med karakteristisk trykkfasthet  $f_{ck}=50 \text{ N/mm}^2$  [[28], 6.4.6.3.3]. Dette tilsvarer en øvre grense for E-modul for betong på  $37000 \text{ N/mm}^2$  [[30], tab. 3.1].

### Lastfordeling

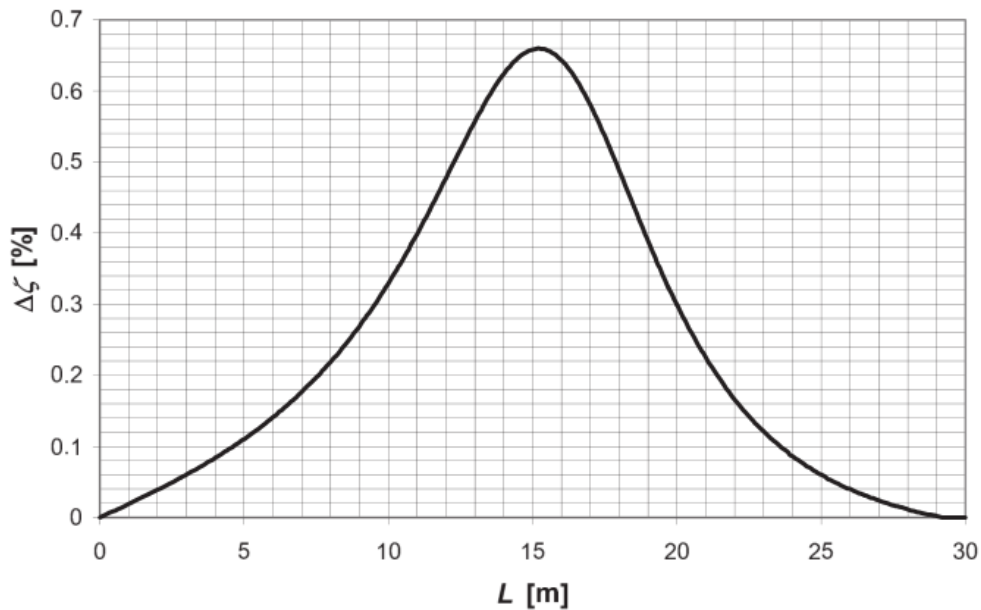
Lastmodellene som brukes i dynamiske analyser består av aksellaster definert med punktlaster. Dette vil ifølge Eurokoden overestimere de dynamiske effektene på broer kortere enn 10 meter. Dermed kan lastfordelingen gjennom skinnene, svillene og ballasten ned på selve brobanen tas med i analysen [[28], 6.4.6.4(3)]. Dette er vist i delkapittel 2.2.3. Aksellasten blir dermed ikke representert som én punktlast på broen, men heller som tre bevegelige aksellaster.

### Interaksjon

Når en bro svinger vil også deler av toget svinge med, og den samlede massen som dermed er i bevegelse vil være større enn kun massen til broen alene. Å representere de individuelle aksellastene til toget som bevegelige punktlaster vil derfor kunne overestimere de dynamiske lastvirkningene på broer kortere enn 30 m [[28], 6.4.6.44)]. For å ta hensyn til dette kan man gjennomføre en analyse der interaksjonen mellom bro og tog inkluderes, eller å øke dempingen til broen med  $\Delta\zeta$ , som er gitt i figur 6.15 i Eurokode 1-2 [[28], 6.4.6.4]. Den totale dempingen som skal benyttes i analysen er dermed gitt som

$$\zeta_{tot} = \zeta + \Delta\zeta \quad (2.75)$$

der  $\zeta$  er gitt i tabell 2.3.  $\Delta\zeta$  er gitt figur 2.17.



Figur 2.17 - Figur 6.15 fra Eurokode 1-2: Tilleggsdemping

#### 2.2.4.4 Grensetilstander for trafikksikkerhet og passasjerkomfort

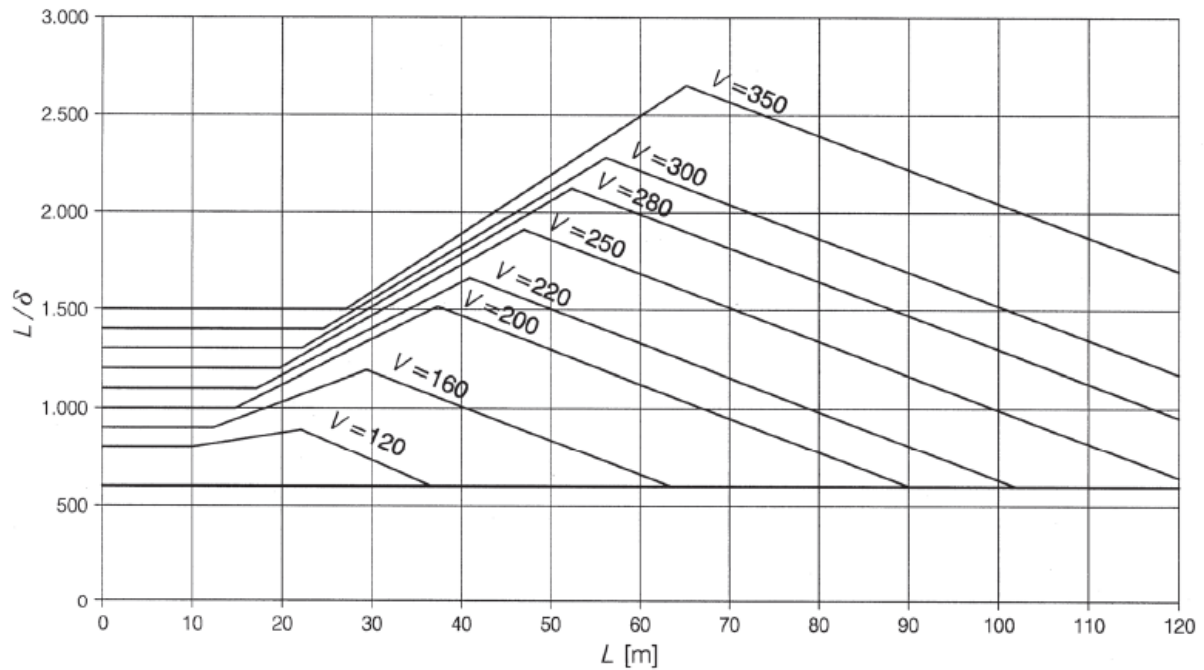
NS-EN 1990, eller Eurokode 0, setter krav til maks tillatt akselerasjon av hensyn til trafikksikkerhet. Disse grensene er  $\gamma_{bt} = 3.5 \text{ m/s}^2$  og  $\gamma_{df} = 5 \text{ m/s}^2$  for henholdsvis spor med ballast og ballastfritt spor [[11], A2.4.4.2.1]. Det skal påvises ved en dynamisk analyse at jernbanetrafikk ikke overskrider disse grensene i bruksgrensetilstanden. Akselerasjon skal beregnes langs sporet.

Videre setter tillegg A2.4.4.3.1 i Eurokode 0 krav til maks tillatt akselerasjon av hensyn til passasjerkomfort. Disse kravene kan angis for det enkelte prosjekt, men anbefalte verdier er gitt i tabell A2.9 i Eurokode 0.

Tabell 2.4 - Tabell A2.9 fra Eurokode 0: Anbefale komfortnivåer (akselerasjon)

Komfortnivå	Vertikal akselerasjon $b_v$ ( $\text{m/s}^2$ )
Svært god	1,0
God	1,3
Akseptabel	2,0

Disse er strengere enn kravene for trafikksikkerhet, men skal til gjengjeld påvises ved å gjennomføre en dynamisk analyse som inkluderer interaksjonen mellom broen og toget. Alternativt kan påvisning av passasjerkomfort gjennomføres ved forskyvningskriteriet etter A2.4.4.3.2. Her angis maks tillatt nedbøyning som en funksjon av spennvidde og hastighet. For komfortnivå «svært god» med tillatt akselerasjon på  $1 \text{ m/s}^2$  angis grensene i figur A2.3.



Figur 2.18 - Figur A2.3 fra Eurokode 0: Største tillate nedbøyning for jernbanebroer med tre eller flere fritt opplagte spenn tilsvarende en tillatt vertikal akselerasjon på  $1 \text{ m/s}^2$

For mindre strenge komfortkrav, kan verdien  $\frac{L}{\delta}$  i figur 2.17 divideres med tillatt vertikal akselerasjon. For broer som består av ett enkelt spenn, eller en rekke av to fritt opplagte brobjelker eller kontinuerlige spenn, kan verdien  $\frac{L}{\delta}$  multipliseres med faktoren 0.7. For kontinuerlige brobjelker med 3 eller flere spenn bør verdien  $\frac{L}{\delta}$  multipliseres med faktoren 0.9. Dette forutsetter at den endelige verdien for  $\frac{L}{\delta}$  er større enn 600. Dette er nemlig maks tillatt nedbøyning av hensyn til brodekket [[11], A2.4.4.2.3].



## 3 Metode

### 3.1 Drøfting av metode

«En metode er en fremgangsmåte, et middel til å løse problemer og komme frem til ny kunnskap. Et hvilket som helst middel som tjener dette formålet, hører med i arsenalet av metoder» [37]. Valget av rett metode er essensielt for å løse problemstillingen som undersøkes. Ut ifra oppgavens problemstilling og natur vil ulike metodikker kunne brukes for å løse oppgaven. Kvantitativ og kvalitativ er de to hovedtypene av metoder det som regel skiller mellom.

*Kvantitativ metode:* er forskningsmetoder som behandler tall og statistikk, og som gir informasjon gjennom målbare data [38]. Metoden er passende når man har problemstillinger som er målbare og som resulterer i statistikk, grafer og tabeller eller en annen form for tallverdier. Kalkulasjoner er eksempler på kvantitativ metode som gir resultater som ofte kan tolkes og vurderes.

*Kvalitativ metode:* er en metode for å oppnå dybdekunnskap og helhetlig forståelse av det som skal undersøkes [39]. Metoden omfatter gjerne få kvantifiserbare enheter og fremkommer gjerne i tekstform. Dette kan for eksempel være intervjuer.

I flere tilfeller vil det være fornuftig med en kombinasjon av hovedtypene, såkalt *blandet metode*. Her vil det for eksempel bli lagt til grunn både kvantitative talldata og kvalitative intervjuer. Det finnes også andre typer metoder som kan være aktuelle for bestemte problemstillinger, men disse vil ikke bli diskutert videre her.

### 3.2 Valgt metode

For å besvare problemstillingen på en tilfredsstillende måte vil det i hovedsak være kvantitativ metode som brukes. I stor grad vil konklusjonene som trekkes i denne oppgaven være underbygd av talldata fra kalkulasjoner i de ulike beregningsprogrammene. For å kunne vurdere resultatene må det tilegnes kunnskap om toglaster på broer og om dynamikk. Kalkulasjoner og verdier som blir benyttet i oppgaven vil bli begrunnet og gjengitt slik at forsøkene skal være etterprøvbare.

Del II av oppgaven går ut på å kontrollere om beregningsprogrammet ZBBD og Caldintav beregner de generiske forsøkene korrekt. Forsøkene vil gjennomføres med et representativt utvalg togtyper, hastigheter, spennvidder, dempingsfaktorer, stivheter og andre parametere. Dette vil bli kontrollert opp mot flere ulike beregningsprogrammer som Robot Structural Analysis og Sofistik. Her vil resultatene sammenlignes for å bestemme relative avvik og for å avdekke eventuelle mønstre. På bakgrunn av resultatet fra de innledende forsøkene vil det underveis avgjøres hvilke forsøk som skal gjennomføres videre.

I del III av oppgaven skal blant annet en eksisterende toglinje kontrolleres med ZBBD og Caldintav. Dimensjoner og materialer for broene på linjen hentes ut fra tegningsgrunnlaget, med hensikt å gjøre en overslagsberegning for massen til broene. Deretter gjennomføres beregninger i ZBBD for de fleste broene på linjen, for så å vurdere lastvirkningene opp mot akseptable verdier. Enkelte av broene der ZBBD ikke gir grunnlag for å trekke konklusjoner, blir undersøkt nærmere ved hjelp av Caldintav. For disse må også stivheten beregnes med utgangspunkt i tegninger. Screeningen vil ikke sammenlignes

med annen programvare, fordi hensikten er å undersøke i hvilken grad programvarene alene kan danne grunnlag for å trekke konklusjoner.

Videre vil det i denne delen modelleres tre broer fra linjen Larvik-Porsgrunn mer nøyaktig i CSiBridge, for så å gjennomføre forsøk med et utvalg togtyper og hastigheter. Her vil ikke parametrene i forsøkene nødvendigvis være like, fordi hensikten er å avdekke avvik mellom Caldintav og mer detaljerte modeller i tyngre programvarer. Dimensjoner og kvaliteter for broene blir her hentet ut fra tegningsgrunnlaget, før de modelleres så nøyaktig som mulig i analyseprogrammet CSiBridge. Det gjennomføres beregninger med flere togtyper og hastigheter for hver bro. Her vil resultatene sammenlignes med den forenklede modellen i Caldintav.

## 4 Programvare

Oppgaven handler hovedsakelig om å undersøke gyldighetsområdet for ulike programvarer. Ettersom flere av programvarene i oppgaven kan være ukjente gis en introduksjon til de ulike programmene. Her vil fremgangsmåten, resultater, regnemåte og begrensninger presenteres.

### 4.1 ZBBD

ZBBD er et analyseprogram som brukes til å undersøke dynamisk kompatibilitet mellom kjøretøy og broer. Programvaren er utviklet av ansatte i Deutsche Bahn. Hensikten til programmet er raskt å kunne gi en oversikt over hva slags belastning lastmodellen eller kjøretøyet gir på ulike broer. Det har et enkelt brukergrensesnitt som gjør det lett å håndtere. Dette programmet er primært tenkt brukt til å kontrollere eksisterende broer for nye tog som ikke har kjørt på den aktuelle linjen tidligere [18].

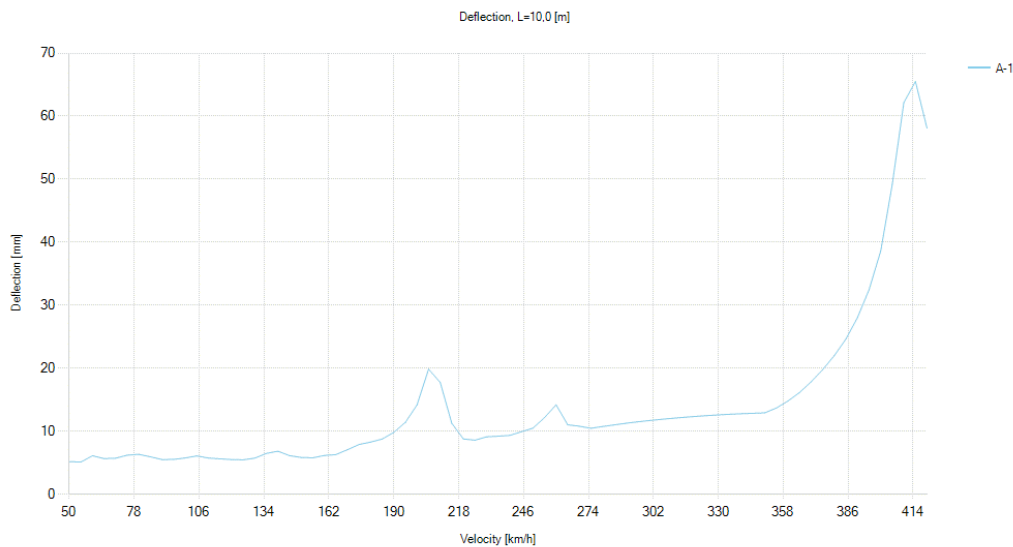
#### Fremgangsmåte

For å gjennomføre beregninger med programvaren må det først defineres et kjøretøy, eller en lastmodell, som skal kjøre over broen. Dette gjøres ved at det bestemmes hvor mange akslinger toget skal ha, med tilhørende akselavstander og aksellaster. For å kontrollere togets akselavstander blir akslene plottet i et diagram som gir brukeren muligheten til å gjøre en rask kontroll. Etter å ha definert et kjøretøy får man muligheten til å kombinere ulike varianter av det aktuelle kjøretøyet, eventuelt å kombinere flere kjøretøy. Denne funksjonen er mest aktuell når et tog settes opp av ulike vogner hvor det er aktuelt å kontrollere virkningen av ulike vognsammensetninger.

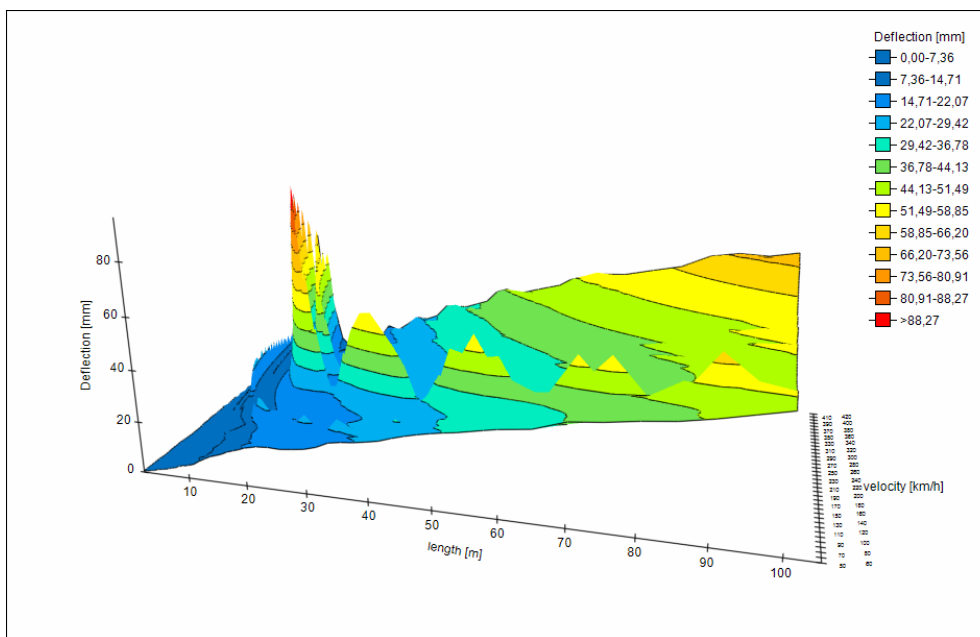
Programmets hovedfunksjoner som er mest anvendelige i denne oppgaven er *Time Step Calculation* (TSC) og *Single TSC*. TSC beregner moment, akselerasjon, deformasjon og dynamisk faktor som en funksjon av bro lengde eller hastighet. Denne inkluderer også den dynamiske faktoren  $\frac{\varphi''}{2}$  iht. delkapittel 2.2.4.1 i beregningene for å ta hensyn til ujevnheter i sporene. Single TSC beregner derimot moment, akselerasjon og deformasjon for kun én bro lengde, én hastighet og én egenfrekvens av gangen. Single TSC plotter imidlertid de ulike lastvirkningene som en funksjon av tiden, og på denne måten kan man se hvordan lastvirkningene endrer seg mens toget kjører over broen. TSC er vesentlig mer tidkrevende fordi beregningene kan gjennomføres for flere hastigheter, brospenn, egenfrekvenser og kjøretøy samtidig. I både TSC og Single TSC har man mulighet til å velge antall moder som skal inkluderes i analysen.

#### Resultater

Resultatene fra TSC presenteres i ulike faner for moment, akselerasjon, dynamisk faktor og nedbøyning. Her presenteres de største lastvirkningene som en funksjon av bro lengde eller hastighet. Kontroll av akselerasjon og nedbøyning har vært mest aktuelt i denne oppgaven, og et eksempel på et resultat fra TSC er gitt i figur 4.1. *TSC 3D* gir et overblikk over hvilke bro lengder og hastigheter som vil være kritiske for en gitt lastvirkning. I tillegg vises den mest kritiske togtypen dersom flere togtyper kontrolleres. Et eksempel er vist i figur 4.2 under.



Figur 4.1 - Nedbøyning som funksjon av hastighet i TSC (spennvidde 10 m, togtype HSLM-A1)

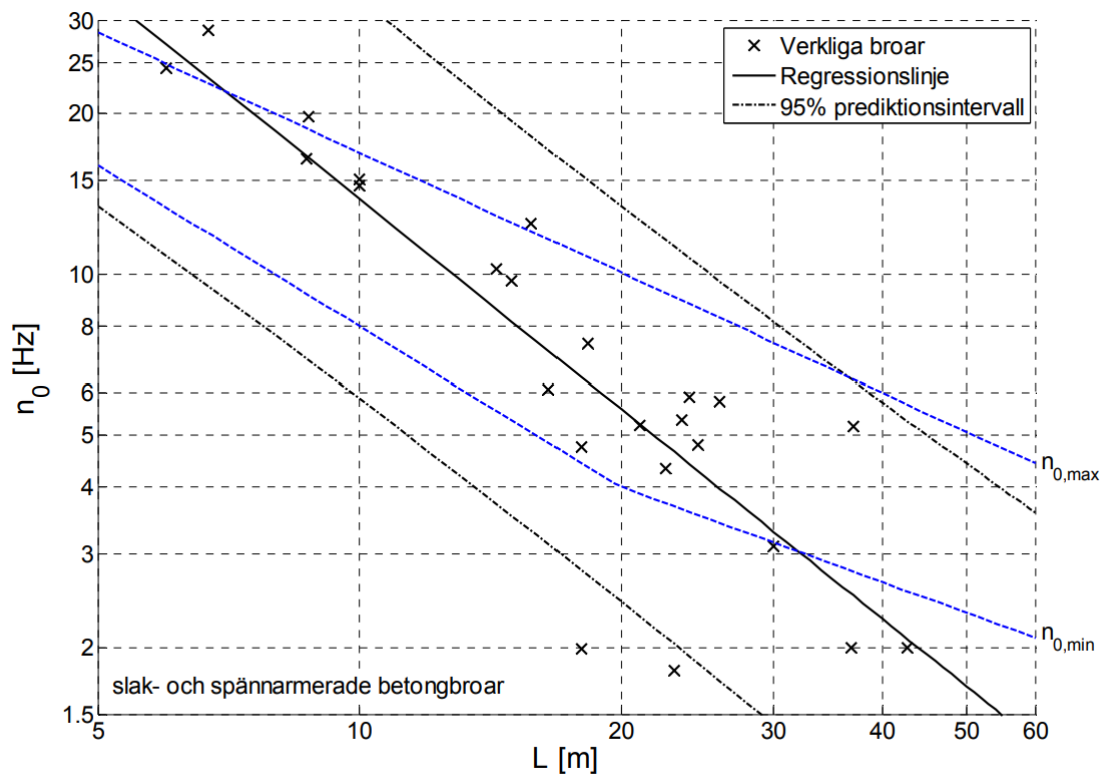


Figur 4.2 - Nedbøyning som funksjon av lengde og hastighet for HSLM-A1 i TSC 3D

ZBBD har flere funksjoner, deriblant *Signature*, *Spectrum* og *Aggressiveness*. *Signature* og *Spectrum* er avhengig av togets aksellast og akselavstander i tillegg til dempingen i konstruksjonen, og sier noe om virkningen den aktuelle togtypen vil ha på ulike broer. *Aggressiveness* derimot, avhenger kun av lengden, frekvensen og dempingen til broen og er uavhengig av hva slags togtype man kontrollerer. *Decomposition of the excitation in resonance*, eller DER-metoden, kan brukes til å anslå den største akselerasjonen midt på en bro ved hjelp av *Signature* og *Aggressiveness* [40]. *Signature*, *Spectrum* og *Aggressiveness* vil ikke bli diskutert videre i denne oppgaven.

## Valg av frekvenser

I TSC og Single TSC løses problemet numerisk ved integrasjon av bevegelsesligningen (Ligning (2.22)). Dette gjøres ved modal superposisjon, og står nærmere forklart i manualen [18]. Dette er også gjengitt i vedlegg B. For å gjøre disse beregningene er det nødvendig å ha broens egenfrekvens. Programmet bruker antagelsen at effekten av den første moden er dominerende [18]. Ettersom programmet er tenkt for eksisterende broer og frekvensene til disse ikke nødvendigvis er kjent, tar programmet utgangspunkt i figur 6.10 i Eurokode 1-2 for å bestemme fundamentalfrekvensen til broen. Figuren ligger vedlagt som figur 2.16 i delkapittel 2.2.4.1. Antagelsen er at de fleste fundamentalfrekvenser fra eksisterende broer vil havne innenfor øvre og nedre grense gitt i denne figuren. Dette bekreftes av en undersøkelse utført i sammenheng med et høyhastighetstogprosjekt i Sverige [41]. Figur 4.3 viser et utklipp fra denne undersøkelsen der egenfrekvensen og lengden til ulike virkelige broer er kartlagt og plottet. Her ses det at de fleste broene faller innenfor øvre og nedre grense, men det er også en del unntak.



Figur 4.3 - Egenfrekvenser for virkelige broer

ZBBD opererer derfor med fem ulike egenfrekvensfunksjoner som avhenger av bro lengden. Disse funksjonene er basert på figur 6.10 i Eurokode 1-2, og hver funksjon gir en frekvens for hver bro lengde som en lineærkombinasjon av øvre og nedre grense på figuren. De forhåndsdefinerte funksjonene i programvaren er henholdsvis 20 % over øvre grense, øvre grense, snittet av øvre og nedre grense, nedre grense og 20 % under nedre grense. Se figur 4.4.

Calc	Fact. for upper limit	Fact. for lower limit	Calc.
1	1,2	0	<input checked="" type="checkbox"/>
2	1	0	<input checked="" type="checkbox"/>
3	0,5	0,5	<input checked="" type="checkbox"/>
4	0	1	<input checked="" type="checkbox"/>
5	0	0,8	<input checked="" type="checkbox"/>

Figur 4.4 - Forhåndsdefinerte egenfrekvensfunksjoner i ZBBD

Grunnen til dette er at programvaren forsøker å inkludere broene som faller utenfor grensene i figur 6.10 i Eurokode 1-2, og dermed dekke «alle» eksisterende broer. ZBBD velger videre den frekvensen som gir størst dynamisk respons for den valgte bro lengden, avhengig av hastighet og togtype. Det er også mulig manuelt å velge faktorene som brukes i de ulike funksjonene, og kun å betrakte responsen til én eller flere av funksjonene av gangen.

### Begrensninger

ZBBD har flere begrensninger som gjør at bruksområdet til programmet reduseres betraktelig. Først og fremst så tar det bare for seg fritt opplagte broer. Det betyr at man er nødt til å bruke andre programmer for å kunne gjøre en fullverdig kontroll av alle broer på en eksisterende linje. Programvaren betrakter kun en endimensjonal bjelke, og plate- og torsjonsvirkninger er derfor neglisjert. Man kan heller ikke endre på massen i programmet som er satt til ti tonn per meter. Dette i kombinasjon med valg av egenfrekvenser som bestemmes ut fra eurokoden, gjør at man blir låst ved valg av stivheten til broen. Det blir da kun fem forskjellige frekvenser å velge mellom, som igjen gir programvaren større usikkerhet når det brukes for å kontrollere faktiske broer med egenfrekvenser ulik de fem programmet tilbyr. Dermed er ZBBD i hovedsak relevant for broer hvor egenfrekvensen er ukjent og man vil sjekke det verste mulige tilfellet, i tillegg til å gi en oversikt over hva slags tog som gir de største belastningene på ulike bro lengder. Dette kan likevel være problematisk da det ikke er sikkert at å bruke en frekvens som ligger tett opptil broens faktiske frekvens gir korrekte resultater eller korrekt konklusjon. Videre er det tidligere nevnt at ZBBD bare beregner responsen på midten av broen. Dette kan være en begrensning dersom den største responsen ikke opptrer akkurat på midten. Da kan den dynamiske responsen potensielt undervurderes.

## 4.2 Caldintav

Caldintav er et dynamisk analyseprogram laget spesifikt for jernbanebroer. Programmet er utviklet av ansatte ved Universitetet i Madrid. Hensikten med Caldintav er å utføre raske kalkulasjoner og gi et overblikk over de dynamiske effektene på den aktuelle broen [42]. Hensikten er ikke å gjennomføre detaljerte analyser, men heller å finne de mest kritiske situasjonene slik at disse kan analyseres mer nøyaktig i et annet, kraftigere program. Tidligere forsøk har vist at programmet gir god overensstemmelse med tyngre beregningsprogrammer, på tross av å være i en utviklingsfase [43].

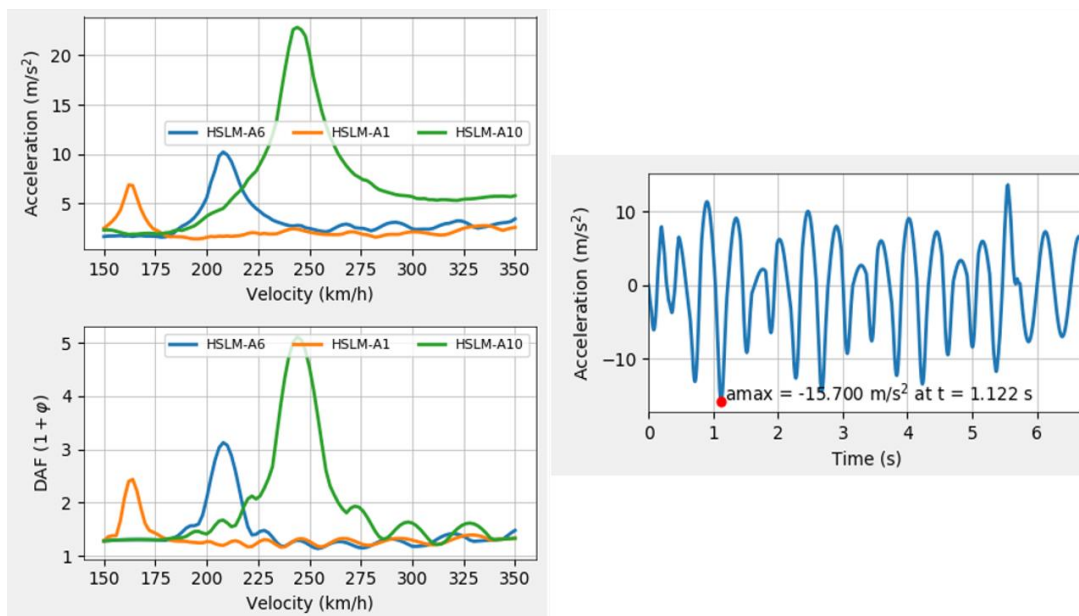
### Fremgangsmåte

I programmet bestemmes først de ulike broparametrene. Dette inkluderer blant annet stivhet, tyngde, dempingsfaktor og opplagerbetingelser for den aktuelle broen. Programmet kan også

analysere kontinuerlige broer med opptil 10 spenn og enkle rammer. Videre velges hva slags togtyper som skal vurderes og deretter velger man aktuelle hastigheter og eventuelt lastfordeling via sviller. Som standard velger programmet å beregne deformasjon og akselerasjon midt i første spenn (fra venstre), men observasjonspunkt kan også velges fritt selv. Caldintav har også mulighet til å ta hensyn til interaksjon mellom tog- og bromasse. Da må brukeren definere stivheten og dempingen til fjæringen til de ulike akslene, i tillegg til å spesifisere massen til toget og massen til hjulet (som til sammen utgjør aksellasten). Beregningene vil dermed ta hensyn til den økte massen fra toget under den dynamiske analysen. Som nevnt spesifiserer Eurokode 1-2 at effekten av interaksjon kan neglisjeres ettersom dette vil gi reduserte svingninger. Dette vil derfor ikke bli videre betraktet eller inkludert i analysene i denne oppgaven.

## Resultater

Når alle bro-, tog-, og måleparametere er valgt, er analysen klar til å kjøre. Caldintav løser problemene numerisk med elementmetoden og bruker Newmarks metode for å løse differensialligningene. Som resultat gir programmet *global results*, som viser akselerasjon og dynamisk amplifikasjonsfaktor for ulike hastigheter og togtyper. Eksempel på dette er vist i figur 4.5 til venstre. Dette gir brukeren mulighet til raskt å se hvilke togtyper og hastigheter som er mest kritisk for den aktuelle broen. Videre kan man også få *history results* som viser akselerasjonen og deformasjonen som funksjon av tiden, men dette er kun aktuelt for én togtype og én hastighet av gangen. Eksempel på dette er vist til høyre i figur 4.5.



Figur 4.5 - Eksempel på dynamisk analyse i Caldintav

## Begrensninger

Siden Caldintav ikke er ment for detaljerte beregninger har det en del begrensninger. Programmet ser ikke på de statiske påvirkningene fra lastene og beregner heller ikke moment. I tillegg er det begrenset til kun å undersøke en bro omgangen, hvilket medfører at man ikke kan vurdere hele toglinjer uten å kalkulere hver enkelt bro. Samtidig begrenser programmet muligheten til å velge mellom ulike opplagerbetingelser til fritt opplagt og fast innspent bro. Programmet ser kun på en enkel endimensjonal bjelkemodell med konstant tverrsnitt slik at plateeffekter blir neglisjert [42].

Flere broer har også varierende tverrsnitt, og vil derfor ikke kunne analyseres i Calcutav uten å gjennomføre betydelige forenklinger.

### 4.3 Robot Structural Analysis

Robot Structural Analysis er utviklet av Autodesk, og er et analyseprogram som baserer beregningene på FEM.

Blant de ulike analysetypene RSA tilbyr, fokuseres det i all hovedsak på det dynamiske verktøyet programmet innehar, *Time History Analysis (THA)*, i oppgaven. THA analyserer de ulike virkningene konstruksjonen får under påvirkning av dynamiske laster. Ved valg av numerisk metode anvendes Newmarks metode i analysene. I tillegg anvendes *Moving Load*-analyser for å beregne det største statiske momentet som påføres av et kjøretøy som beveger seg over brokonstruksjonen.

I forkant av en THA utføres en modalanalyse i RSA for å bestemme konstruksjonens moder og egenfrekvenser. Hvert element tilknyttes sin egen stivhet- og massematrise og konstruksjonens egenverdier gir grunnlaget for videre beregninger av dynamiske effekter.

Valget av RSA som analyseverktøy i oppgavens beregninger er i hovedsak på bakgrunn av gruppens forkunnskaper om programmet. En utfordring med THA i RSA er mangelen på mulighet for enkelt å endre ulike parametere som hastighet og spennvidde fordi alt legges inn manuelt. Det er derfor mer ressurs- og tidkrevende å endre de ulike parametrene.

### 4.4 CSiBridge

CSiBridge er et FEM-verktøy utviklet av Computers and Structures Inc. laget spesielt for broer. Modellering, analyse og design av brokonstruksjoner er integrert i programvaren.

I CSiBridge er det mulig å enkelt definere komplekse brogeometrier, grenseforhold og lasttilfeller. Programvaren modellerer komplekse 3D-modeller med skallelementer, og resultatet er en mer realistisk modell som tar høyde for variasjonen i krefter både i lengde- og tverretning [44].

Bromodellene er definert parametrisert ved hjelp av layoutlinje, antall spenn, kurveradius, helning, støtteforbindelser og opplagerbetingelser. Programvaren oppretter bromodeller som oppdateres automatisk når broparametrene endres. Når man starter et nytt prosjekt får man mulighet til å velge mellom flere ulike brotyper som hengebro, skråstagbro eller fagverksbro. Et annet alternativ er å velge *Quick Bridge* hvor ulike brotverrsnitt er forhåndsdefinert i programvaren, se figur 4.6. De aller fleste brotverrsnitt faller innenfor en av disse kategoriene, og det kan enkelt gjøres nødvendige endringer for at brotverrsnittet skal bli mest mulig likt som på tegning.





Figur 4.6 - Ulike brotvernsnitt i CSI Bridge

Man har også mulighet til å følge programmets egen guide kalt *Bridge Wizard* som gjennomgår de ulike stegene nødvendig for å opprette en bromodell.

En mengde ulike analysetyper og designkontroller er tilgjengelig i programvaren, men oppgavens bruk av programvaren begrenser seg til statiske analyser ved *Multi-Step Static* og dynamiske analyser med THA. En fordel i programvaren ved bruk av THA er at man kun trenger å definere kjøretøyets karakteristiske laster og hastighet. Sammenlignet med RSA hvor brukeren manuelt må definere togets aksellaster på broen ved hjelp av *pianosignaler*, er dette svært tidsbesparende. Det åpner for muligheten til å gjøre en mengdeberegning av flere ulike tog og toghastigheter.

I CSIBridge har man mulighet til å opprette kjørebane og kjøretøy slik at brokonstruksjonen utsettes for mest mulig realistiske påvirkninger fra de aktuelle kjøretøyene. Hver av de ulike designkodene inneholder forhåndsdefinerte kjøretøy med akselavstander og aksellaster, men det er også mulig å definere egne kjøretøy.

## 4.5 Sofistik Structural Desktop

*Sofistik Structural Desktop* (SSD) er, på lik linje med RSA og CSIBridge, et analyseverktøy som baserer seg på FEM. Sofistik er et avansert verktøy med flere ulike moduler for blant annet broer, bygninger, jordskjelvdessign og plater. Programvaren er i tillegg koblet opp mot eurokoden slik at designkontroller enkelt kan gjennomføres.

Sofistik X-Plus er et tilleggsprogram som følger med i programpakken. Her foregår selve modelleringen av konstruksjonen. Programmet åpner for parametrisk design og dette gir videre en

mulighet for å utføre analyser av forskjellige typer broer med ulike tog, uten at det blir for tidkrevende.

For å kunne gjøre en dynamisk analyse i Sofistik kreves avanserte kunnskaper innenfor programvarens eget språk TEDDY og CADINP. Å lage sitt eget script vil kreve mye tid og ettersom dette ikke er hoveddelen av oppgaven, velges det å bruke et ferdiglaget script fra Sofistik sine hjemmesider [45]. Selve scriptet gjengis i vedlegg E. Scriptet begrenser seg til fritt opplagte bjelkebroer med ett spenn, men er åpent for endringer slik at resultatene kan sammenlignes med ulike togtyper og bjelkeprofiler i RSA. På denne måten blir det mulig å sammenligne RSA med Sofistik ved å gjennomføre generiske forsøk med fritt opplagte broer.

## **Del II - Teoretiske forsøk**

## 5 Beregninger

### 5.0 Innledning

Hensikten med denne delen er å kontrollere programvarene gjennom generiske forsøk. For å kontrollere ZBBD og Caldintav undersøkes ulike broer med varierende parametere. Resultatene som blir undersøkt er hovedsakelig nedbøyning og akselerasjon midt på broene/spennene. Togtypene som kontrolleres i beregningene er høyhastighetstog av typen HSLM-A. HSLM-A defineres iht. delkapittel 2.2.2. I henhold til Eurokode 1-2 skal HSLM-B benyttes for fritt opplagte broer under 7 m. For å effektivisere beregningen og for å gjennomføre kontroller med likest mulig parametere, velges det imidlertid kun å benytte HSLM-A i denne delen. Et representativt utvalg tog blir valgt i analysen med hensikt å avgrense omfanget noe. Togene velges med bakgrunn i togets vognlengde og aksellast, med hensikt å få en størst mulig variasjon i akselavstand og -last. Togene som kontrolleres i forsøkene er derfor A1, A2, A6 og A10. Videre kontrolleres det for et valg av ulike hastigheter. Hastighetene som inkluderes er med utgangspunkt i fremtidige hastigheter på norske linjer. Derfor utføres forsøkene med hastigheter i området 250-300 km/t, men også noen forsøk med hastigheter utenfor dette intervallet gjennomføres.

#### 5.0.1 Modellering av tverrsnitt i RSA

For videre sammenligning med Caldintav og Robot beregnes bøyestivhet EI for brotverrsnittet etter ligning (2.25) og (2.26), med utgangspunkt i fundamentalfrekvensen som velges i ZBBD.

2. arealmoment for et rektangulært tverrsnitt er gitt ved

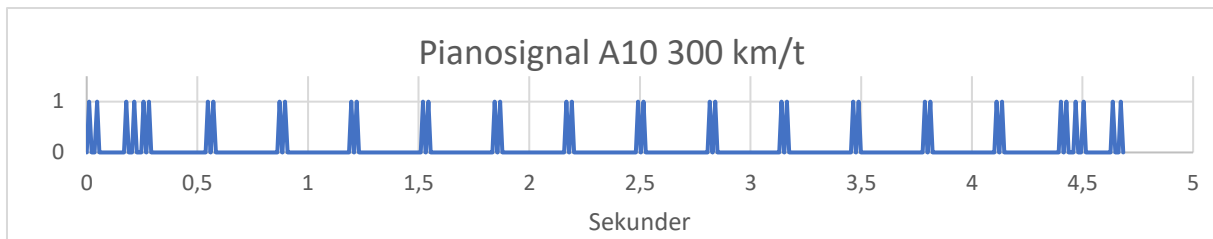
$$I_b = \frac{bh^3}{12} \quad (5.1)$$

Passende tverrsnittprofil bestemmes deretter og modelleres i RSA. I Caldintav velges tilsvarende stivhet og brolengde.

I RSA velges «2D Frame» og dermed ekskluderes torsjon- og platevirkninger. Disse 3D-virkningene neglisjeres i analysene for et likere sammenligningsgrunnlag med ZBBD og Caldintav. Det antas uansett at det ikke har stor påvirkning på de generiske forsøkene, hvilket bekreftes av veileder. Modelleringen av broelementet består av en enkel bjelkebro med varierende antall spenn.

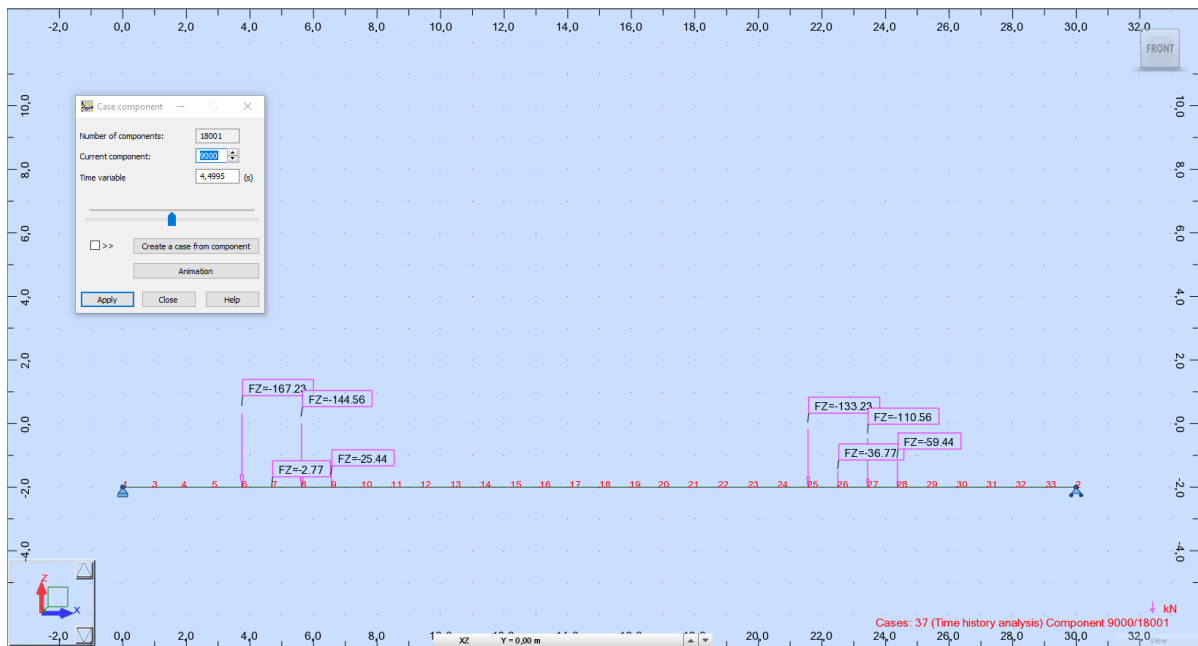
#### 5.0.2 Pianosignal i RSA

Definering av toglastene som passerer over broen blir fremstilt i THA ved *pianosignaler* som en funksjon av tiden. Først deles broen opp i et visst antall like intervaller med hver sin punktlast. Deretter konstrueres pianosignaler som kobles til punktlastene. Signalet er definert slik at de er «på» når en aksel er over punktlasten og «av» når det ikke er noen aksel over punktlasten. Valgt togtype settes opp med sine respektive akselavstander i Excel. Aktuell hastighet velges og videre oppsett i Excel blir definert ut ifra når aksellastene er «på» eller «av», avhengig av togets hastighet og tiden. Videre er signalene konstruert slik at de har verdien 1 når akselen er rett over første punktlast, før de avtar lineært mot 0 når akselen beveger seg mot neste punktlast. Akkurat idet akselen er rett over neste punktlast på broen skal pianosignalet for første punktlast være 0. Pianosignalet for neste punktlast er identisk, men faseforskjøvet slik at den begynner senere enn pianosignalet til første punktlast. Eksempel på et slikt pianosignal er vist i figur 5.1.



Figur 5.1 - Eksempel på pianosignal

Figur 5.2 viser hvordan aksellastene «vandrer» over brokonstruksjonen.



Figur 5.2 - Analyse av 30 m bro i RSA med A1 og 250 km/t

### 5.0.3 Numerisk integrasjon

Newmarks metode anvendes i RSA etter rådgivning fra veileder. Bruk av Newmark er en tidkrevende prosess ved lengre THA-analyser, men for kortere THA-analyser som i del II fungerer metoden utmerket. I RSA finnes det tre ulike alternativer for massematrisen; consistent, lumped og lumped without rotation. Ved valg av massematrise velges consistent grunnet teoretisk høyest nøyaktighet for høyere moder [46]. Ved bruk av consistent defineres matrisen for alle de ulike frihetsgradene og massen blir jevnt fordelt utover elementene (se ligning (2.34)). For lumped blir kun diagonalen i matrisen definert og massen blir dermed fordelt som konsentrerte masser i knutepunktene (se ligning (2.35)). Lumped without rotation ser bort fra frihetsgradene som inkluderer rotasjon, og har derfor satt  $\alpha=0$  i ligning (2.35).

For å få tilstrekkelig nøyaktighet i resultatene er et fornuftig tids-steg nødvendig. Etter rådgivning fra veileder velges et tids-steg på 0.001 sekunder i majoriteten av forsøkene. Et veldig lavt tids-steg gjør analysene relativt tidkrevende og et tids-steg på 0.001 s viser seg å gi tilstrekkelig nøyaktighet for resultatene [[47], figur 3.7]. For svært følsomme akselerasjonsforløp anvendes mindre tids-steg, og dette diskuteres senere.

#### 5.0.4 Masse

ZBBD opererer med en konstant masse på 10 t/m og derfor gjennomføres forsøkene med masse på 10 t/m, hvis ikke annet er nevnt. Dermed må egenvekten til den aktuelle broen beregnes til 10 t/m i RSA med utgangspunkt i egenvekten til det aktuelle betongtverrsnittet. Den resterende massen som gjenstår fordeles på broen som en jevnt fordelt last, og konverteres til en del av broens egenvekt via *Load to mass conversion* i RSA. Resultatet av dette er at brokonstruksjonen i de ulike programmene får like frekvenser for de ulike modene, og videre analyser kan gjennomføres med like parametere.

#### 5.0.5 Demping

I utgangspunktet avhenger dempingen av spennvidden på broen og hva slags type bro som undersøkes [[26], tabell 6.6], men for enkelhets skyld settes en konstant dempingsfaktor på 1.5 % i programvarene i majoriteten av forsøkene. Dette er i samsvar med Eurokode 1-2 for betongbroer som er 20 meter eller lenger. Det gjennomføres også egne forsøk for å kontrollere håndteringen av demping i programvarene. Rayleigh-demping iht. delkapittel 2.1.3.2, anvendes i alle forsøk som gjennomføres i RSA. Verdiene for sirkulærfrekvensen til første og andre mode brukes for å beregne Rayleigh-dempingen. Dette gjøres fordi de første modene bidrar mest til responsen for en fritt opplagt bro. Disse modene får dermed en fornuftig dempingsfaktor. Tilsvarende valg er også gjort i tidligere forsøk, se [47] og [48]. Frekvensene for første og andre mode fås fra modalanalysen som gjennomføres som en del av beregningene.

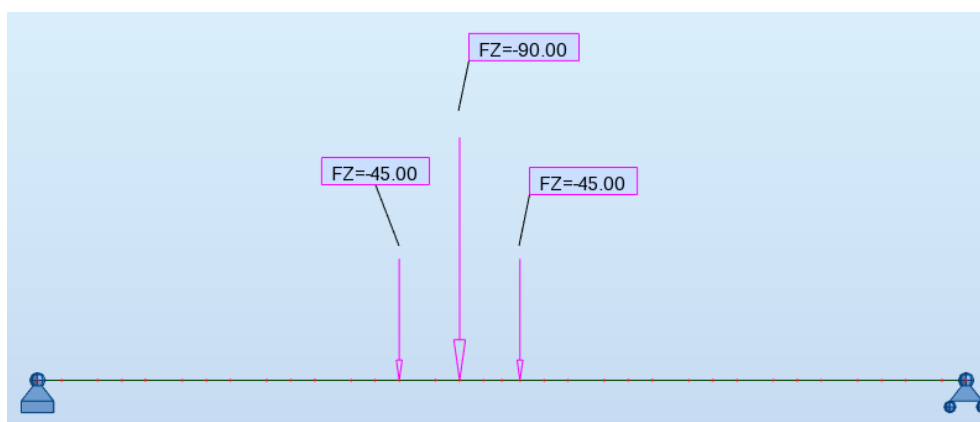
### 5.1 Forsøk med varierende antall moder

I ZBBD anvendes modal superposisjon for å ta hensyn til bidraget fra de ulike modene i analysen. Antall moder inkludert i analysen påvirker derfor resultatet. En kontroll utføres med ulikt antall for å kontrollere hvor mange moder som burde inkluderes i analysen for å oppnå tilstrekkelig nøyaktighet. I Caldintav brukes som nevnt Newmarks metode for å integrere numerisk. Også her vil antall moder brukt i analysen påvirke resultatet. Dette er antakeligvis fordi programvaren anvender modalanalysen til å analysere virkningen av de ulike modene hver for seg. Som nevnt anvendes også Newmark i RSA. Forskjellen her er at RSA ikke bruker løsningen på egenverdi-problemet (modalanalysen) under integrasjonen. Newmarks metode i RSA bruker bevegelsesligningen i sin helhet uten noen forenkling, det vil si uten å benytte seg av løsningen på modalanalysen. Dette gjør at beregningene er mer tidkrevende, men beregningene skal til gjengjeld teoretisk sett være mer nøyaktige. Dermed er resultatene uavhengig av antall moder inkludert i analysen [49]. I RSA kan man også benytte metoden *modal decomposition* som bruker løsningen på modalanalysen i integrasjonen, slik at antall moder inkludert påvirker resultatet. Denne metoden er dog ikke brukt under analysene i denne delen.

Forsøkene i denne delen gjennomføres for å undersøke virkningen av antall moder i analysen, men også for å sammenligne programvarene.

## 5.2 Forsøk med lastfordeling via sviller

Eurokode 1-2 tillater at aksellastene *kan* fordeles via svillene i beregningene som vist i figur 2.13 i delkapittel 2.2.3. Ved fordeling av aksellasten vil det generelt forventes lavere maksverdier i beregningene grunnet mindre konsentrerte laster på brokonstruksjonen. ZBBD har i Single TSC muligheten til å fordele aksellasten med en svilleavstand på 0.65 m for å ta hensyn til lastfordelingen. På norsk jernbane er standard svilleavstand 0.6 m [[50], 2.3 B)], men forskjellen vil være marginal i beregningene og kan derfor neglisjeres (se figur 7.4 i delkapittel 7.2). Det antas derfor at dersom ZBBD regner ut riktig med svilleavstand 0.65 m, kan resultatene anvendes for svilleavstand 0.6 m. Uansett kan man i TSC velge svilleavstanden fritt selv, og det antas at dersom ZBBD regner ut riktig for 0.65 m svilleavstand, vil den også regne ut riktig med 0.6 m. I Caldintav kan svilleavstand enkelt endres manuelt til 0.65 m. I RSA må de enkelte punktlaster gjøres om til tre punktlaster iht. figur 2.13. Eksempel på dette er vist i figur 5.3.



Figur 5.3 - Lastfordeling via sviller i RSA

Funksjonen med lastfordeling via sviller i ZBBD kontrolleres og sammenlignes opp mot RSA og Caldintav for å kontrollere om programvarene håndterer lastfordeling via sviller korrekt.

## 5.3 Forsøk med ulike dempingsfaktorer

Virkingen av ulike typer dempingsfaktorer kontrolleres etter ønske fra veileder. I ZBBD skilles det mellom tre ulike brotyper for å ta hensyn til demping: *Prestressed Concrete (PC)*, *Filler Beam (FB)/ Reinforced Concrete (RC)* og *Steel and Composite (SC)*. De ulike dempingsfaktorene defineres iht. tabell 2.3 i delkapittel 2.2.4.3. I denne delen velges det å kontrollere for RC og SC.

De beregnede dempingsfaktorene legges inn i RSA og Caldintav. Resultatene kontrolleres opp mot ZBBD. Det kontrolleres først om ZBBD velger riktig dempingsfaktor før det kontrolleres om den beregner demping korrekt med valgt brotype.

En kontroll utføres også mellom ZBBD og Caldintav for et intervall av hastigheter med ulike dempingsfaktorer for å se påvirkningen dempingen har på de dynamiske effektene.

## 5.4 Kontroll av statisk moment

I ZBBD er de ulike linjekategoriene fra NS-EN 15528 og LM71 forhåndsdefinert slik at resultater fra analyser kan sammenlignes med det statiske momentet påført av de ulike linjekategoriene. Disse statiske momentene kontrolleres i RSA og/eller Matlab for linjekategori LM71, D2 og E4.

I ZBBD gjennomføres en forenklet dynamisk analyse automatisk for linjekategoriene og LM71 ved bruk av dynamisk faktor iht. 2.2.4.1. Det betyr at det statiske momentet fra LM71 og de ulike linjekategoriene man kan sammenligne med allerede er multiplisert med dynamiske faktorer. Denne funksjonen i ZBBD kan være hensiktsmessig å dra nytte av ved kontroll av eksisterende broer som er dimensjonert eller kontrollert for en linjekategori, og som senere skal kontrolleres for høyhastighetstog. For å kontrollere de statiske momentene uten dynamiske faktorer, må dette derfor tas hensyn til i beregningene. De dynamiske faktorene må beregnes og momentene må divideres med de dynamiske faktorene for å få det opprinnelige statiske momentet.

For LM71 kontrolleres funksjonen i ZBBD ved å definere lastmodellen i RSA og videre utføres en Moving Load-analyse. Det største statiske momentet er ikke nødvendigvis ved sentrisk lastplassering og lasten skal derfor plasseres i mest ugunstig posisjon [[34], punkt 3.2 C)]. I ZBBD kontrolleres momentet på midten av brospennet. Det største momentet er ikke nødvendigvis på midten, men forskjellen mellom maks momentverdi og moment midt på vil være marginal, og det godtas derfor at ZBBD kontrollerer momentet på midten. En kontroll på dette kan ses i vedlegg C. Der er influenslinjen for momentet midt på, og 0.2 m til venstre for midten, plottet i RSA. En sammenligning mellom maks moment for disse to influenslinjene viser en forskjell på 0.18 %, hvilket er ubetydelig. Dette viser også hvordan momentet varierer når toget passerer på broen, og at momentet ikke nødvendigvis er størst ved sentrisk lastplassering. Det største statiske momentet fra LM71 kontrolleres i RSA og sammenlignes med ZBBD.

For linjekategori D2 og E4 blir resultatene fra ZBBD kontrollert med et script i Matlab. Scriptet i Matlab (vedlegg D) beregner statisk moment på midten av en bro ved passering av et tog. Scriptet er delvis hentet fra [17].

## 5.5 Forsøk med kontinuerlige broer

### 5.5.1 Kontroll av RSA og Caldintav

Hensikten med denne delen er å kontrollere om Caldintav håndterer flere spenn korrekt, og om programvaren kan brukes videre til å kontrollere kontinuerlige broer. I Caldintav kan man enkelt velge antall spenn, og i RSA defineres modellen med ønsket antall spenn. Ulike spennvidder kontrolleres med varierende stivhet. Også her velges et variert utvalg spennvidder fra 2x5 m til 3x10 m.

### 5.5.2 Kontroll av ZBBD med tilnærmet løsning

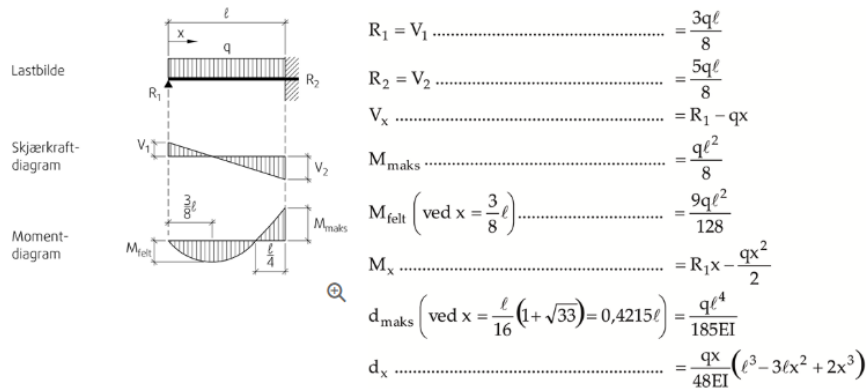
ZBBD løser numerisk, men er likevel begrenset til ett spenn. En tilnærmet løsning på dette problemet er å definere lengden på broen i ZBBD med utgangspunkt i momentnullpunktene for en kontinuerlig bjelke med jevnt fordelt last [51]. Denne vil kunne betraktes som fastinnspent over opplegg/støtte ettersom rotasjonen blir null. Tanken er at en kontinuerlig bro er stivere enn en fritt opplagt bro med



lik spennvidde, og at det derfor kan være mulig å finne lastvirkninger for en kontinuerlig bro ved å beregne for en fritt opplagt bro med redusert spennvidde.

#### 4 Bjelke innspent i en ende og fritt opplagt i andre ende

##### 41 Jevnt fordelt last



Figur 5.4 - Statikkformler for bjelker [51]

Denne løsningen undersøkes ved at lengden på broen i ZBBD settes lik 0.75 ganger spennvidden til et av spennene til den kontinuerlige broen. Nærmere undersøkelser blir også gjennomført for spennvidder lik 0.8 og 0.7 ganger spennvidden til den kontinuerlige broen. Stivheten som velges i Caldintav beregnes basert på frekvensen som finnes i ZBBD for å kunne sammenligne resultater.

## 5.6 Sammenligning av Sofistik og RSA

Basert på tidligere erfaringer var veileder noe usikker på om resultatene fra den dynamiske analysen i RSA kunne stoles på. Derfor kontrolleres en mengde broer med ulike tog, hastigheter og spennvidder for å kontrollere RSA.

Et utvalg forsøk gjennomføres i Sofistik for å kontrollere resultater fra RSA. Som nevnt baseres resultatene i Sofistik på et script funnet på Sofistik sine hjemmesider. Scriptet tillater endringer for togtype, hastighet, tverrsnittsegenskaper, bro lengde, dempingsfaktorer og hvilket snitt man ønsker å kontrollere. Scriptet bruker tilsvarende dempingsmetode som RSA, nemlig Rayleigh-demping. I tillegg anvender scriptet Newmarks metode i likhet med RSA. Scriptet i Sofistik inkluderer 5 moder i analysen.

For å sammenligne med RSA kontrolleres maksverdier på midten av brospennet for akselerasjon og nedbøyning. Disse forsøkene sammenlignes ikke med ZBBD, og det brukes derfor heller ikke en masse på 10 t/m. Massen består kun av egenvekten til brokonstruksjonen.

## 6 Resultater

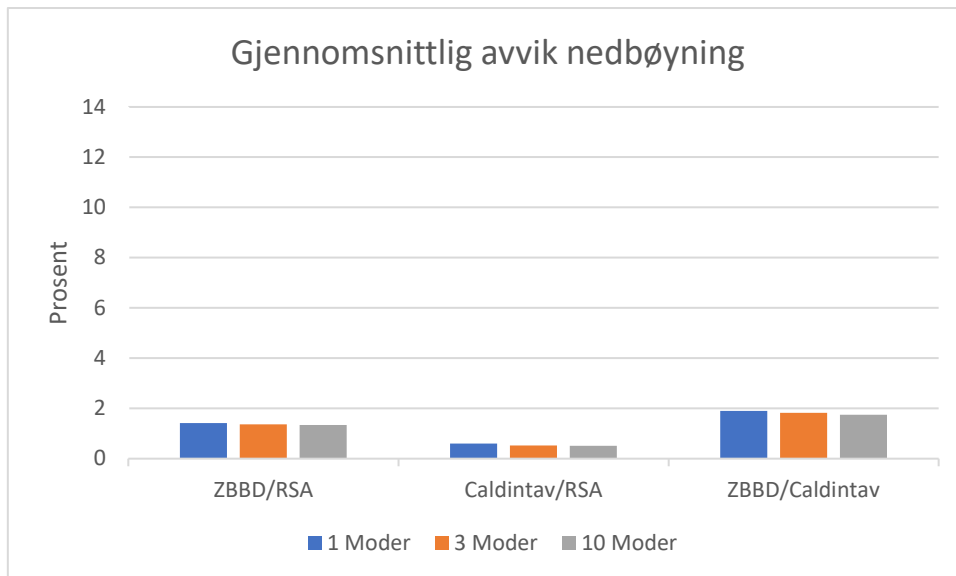
I del II er målet å bestemme gyldighetsområdet til programvarene. Flere forskjellige forsøk gjennomføres og resultatene presenteres i de tilhørende delkapitlene. Forsøkene varierer i bro lengde fra 5 til 30 meter. De fleste forsøkene gjøres med hastigheter mellom 250 og 300 km/t. Forsøk med resonanshastigheter utføres også, og flere av disse ligger utenfor dette intervallet. For eksempel i forsøk nr. 5 og 20 i 6.1 er resonanshastighetene henholdsvis 313 og 163 km/t. Massen er 10 t/m i hvert forsøk, utenom i delkapittel 6.5 og 6.6 hvor massen presenteres i henholdsvis vedlegg K og L. Nedbøyning og akselerasjon kontrolleres på midten av broen/spennet og sammenligningen gjøres ved å regne ut avviket i prosent for hvert enkelt tilfelle. RSA velges som sammenligningsgrunnlag i analysene, ettersom det antas at denne programvaren gir nøyaktige resultater. ZBBD og Caldintav gir bare maksverdier for forsøkene, og for å finne verdier utenom dette brukes programmet *Graph Grabber* [52]. Her henter man ut verdiene manuelt. Forskjellige beregningsprogrammer brukes ut ifra hva som skal kontrolleres.

### 6.1 Forsøk med varierende antall moder

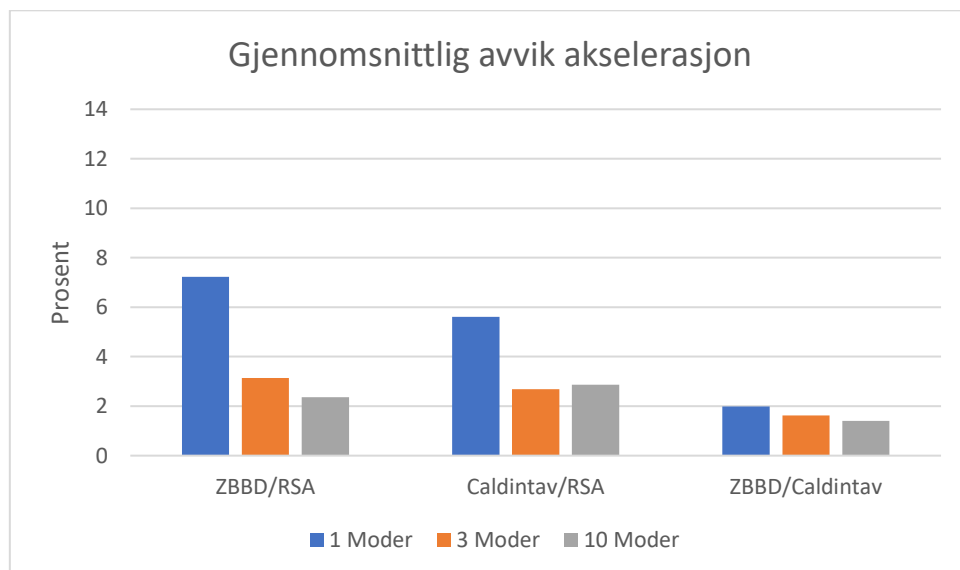
Det gjennomføres tre forsøk på syv forskjellige bro lengder mellom 5 m og 30 m. For hver spennvidde gjennomføres det tre forsøk med forskjellig hastighet og/eller togtype. Et av forsøkene per spennvidde gjennomføres også med resonanshastigheten for den aktuelle broen og togtypen iht. delkapittel 2.2.4.2. Dette gjøres fordi det er knyttet usikkerhet til hvordan programvarene håndterer resonansfenomenet. Disse 21 forsøkene gjennomføres med både 1, 3 og 10 moder. Alle forsøkene gjøres i programmene ZBBD, RSA og Caldintav. Tallverdier fra resultatene med tilhørende broparametere representeres i vedlegg G.

#### 6.1.1 Virkningen av antall moder i analysen

Vedlegg F viser akselerasjons- og nedbøyningsforløpet til forsøk nr. 1 i ZBBD. Dette var et av forsøkene som fikk størst reduksjon i avvik ved inkludering av flere moder. Likevel er formen på akselerasjons- og nedbøyningsgrafene relativt lik uavhengig av antall moder inkludert i analysen. Det vil derfor videre fokuseres kun på maksimalverdiene for hvert forsøk og ikke på formen på grafene. Figur 6.1 og 6.2 nedenfor viser gjennomsnittlig avvik (absoluttverdi) med forskjellig antall moder, for henholdsvis største nedbøyning og største akselerasjon midt på brospennet. I begge figurene regnes avviket til ZBBD og Caldintav ut ifra resultatene i RSA. I tillegg regnes avviket til ZBBD ut ifra resultatene i Caldintav, som en ekstra kontroll.



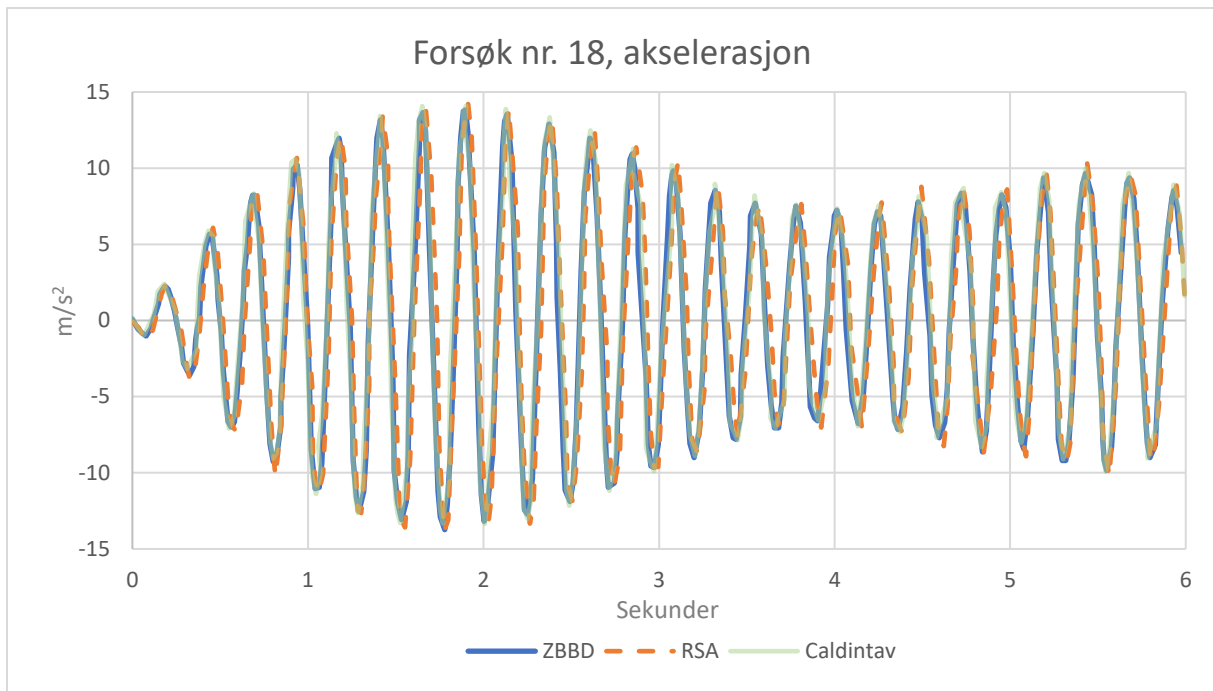
Figur 6.1 - Gjennomsnittlig avvik for nedbøyning



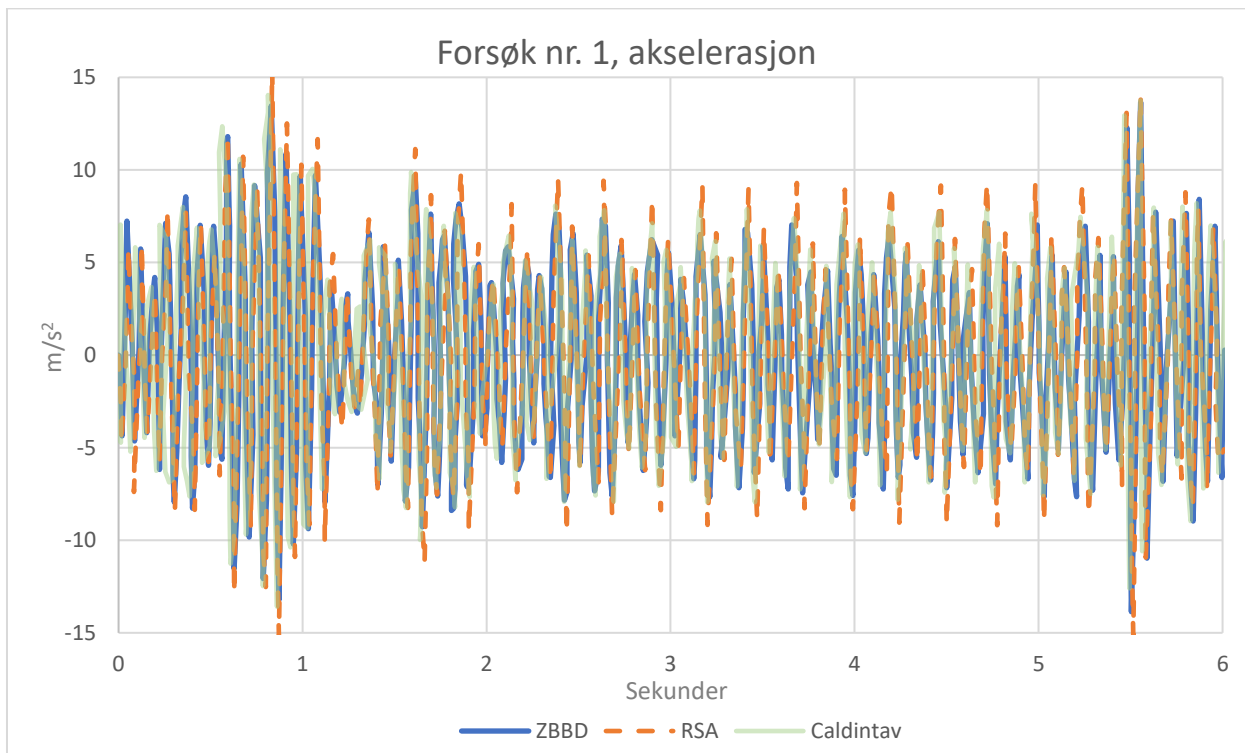
Figur 6.2 - Gjennomsnittlig avvik for akselerasjon

### 6.1.2 Sammenligning av programvarene

I tillegg til å kontrollere virkningen av antall moder inkludert i beregningene, er hensikten med denne delen også å kontrollere og sammenligne resultatene fra de forskjellige programvarene. Sammenligningen av resultatene fra de ulike programvarene gjøres videre med 10 moder. Alle lastvirkningens forløp fra forsøkene kontrolleres, men kun et utvalg presenteres. Det viktigste her er å vise overensstemmelse mellom formen på de ulike nedbøynings- og akselerasjonsforløpene fra de forskjellige programvarene. Akselerasjonsforløpet til henholdsvis forsøk nr. 18 og nr. 1 med 10 moder er vedlagt som figur 6.3 og 6.4. Forsøk nr. 18. har lite avvik i maksverdier, mens forsøk nr. 1 har relativt store avvik. Disse forsøkene representerer ytterpunktene når det kommer til nøyaktighet. Grafene fra de tre beregningsprogrammene legges på hverandre for lettere å identifisere avvik.

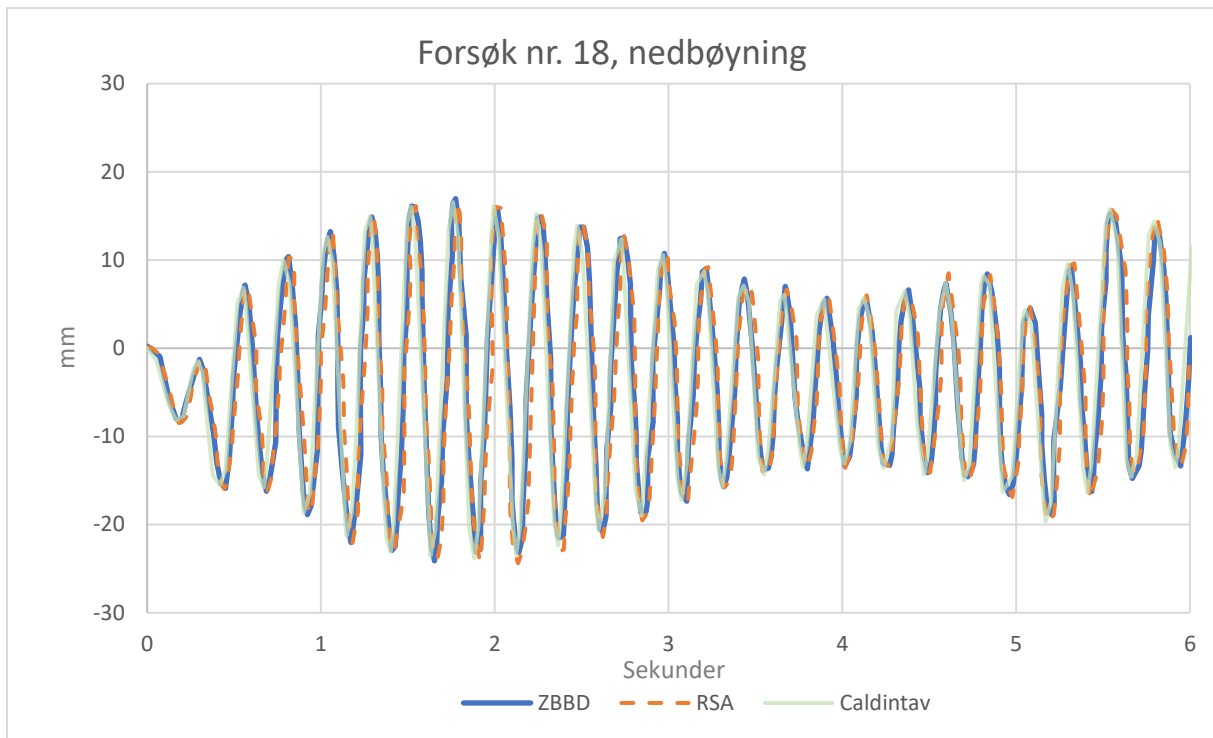


Figur 6.3 - Akselerasjonsgrafene fra forsøk nr. 18

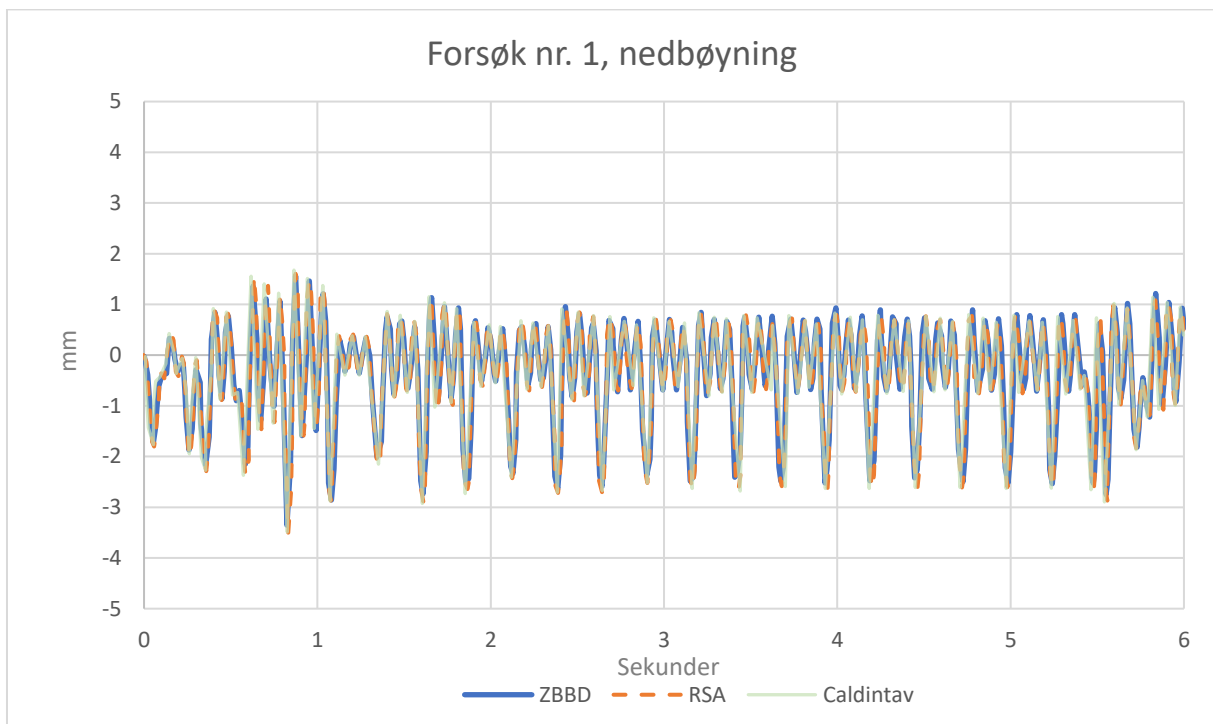


Figur 6.4 - Akselerasjonsgrafene fra forsøk nr. 1

Med samme metode kontrolleres nedbøyningsforløpene for de samme forsøkene for å vurdere overensstemmelse. Nedenfor presenteres nedbøyningsforløpene for forsøk nr. 18 og nr. 1 med ti moder i henholdsvis figur 6.5 og 6.6.

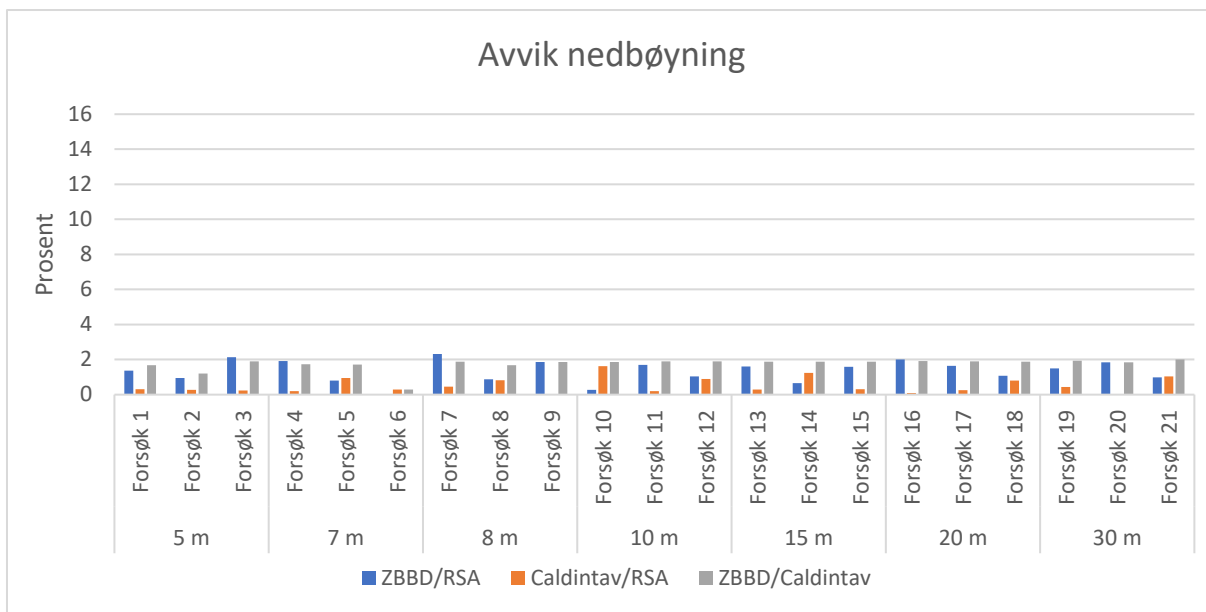


Figur 6.5 - Nedbøyningsforløp fra forsøk nr. 18

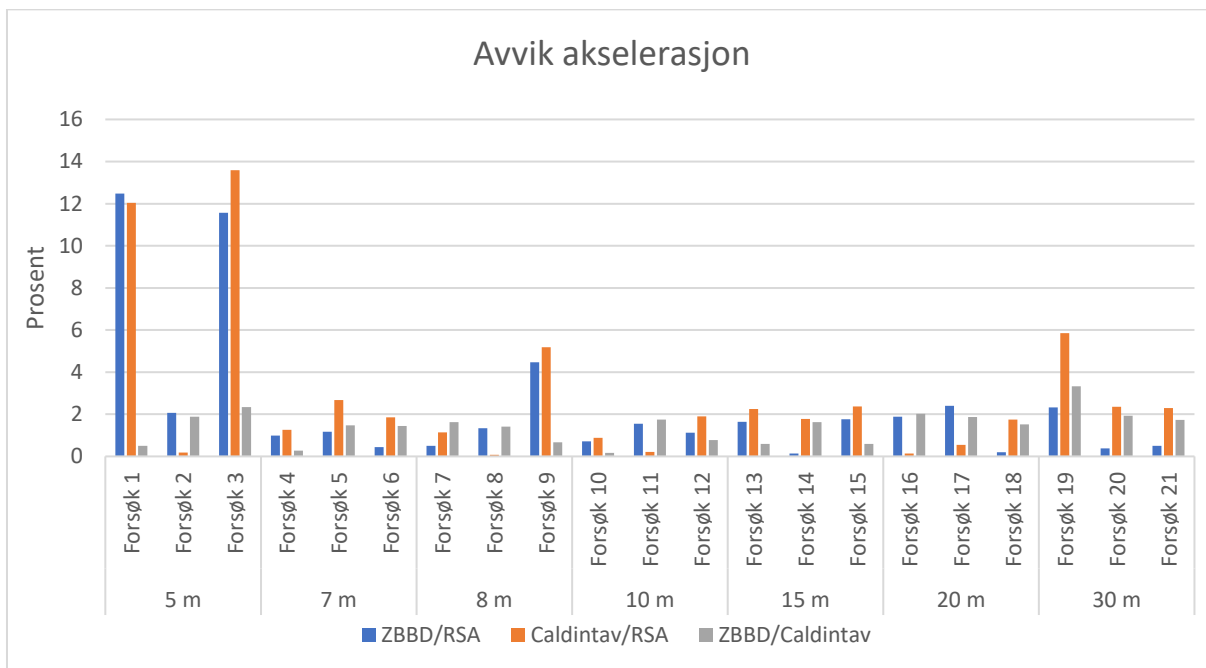


Figur 6.6 - Nedbøyningsforløp fra forsøk nr. 1

Her er det enkelt å se at formen på grafene nesten er identiske, og at det kun skiller på noen av amplitudene til grafene. Dermed velges det videre å kontrollere og sammenligne kun største verdi for akselerasjon og nedbøyning, og ikke formen på grafene. Avviket i prosent mellom de ulike programvarene for de 21 forsøkene presenteres i figur 6.7 og 6.8 for henholdsvis nedbøyning og akselerasjon.



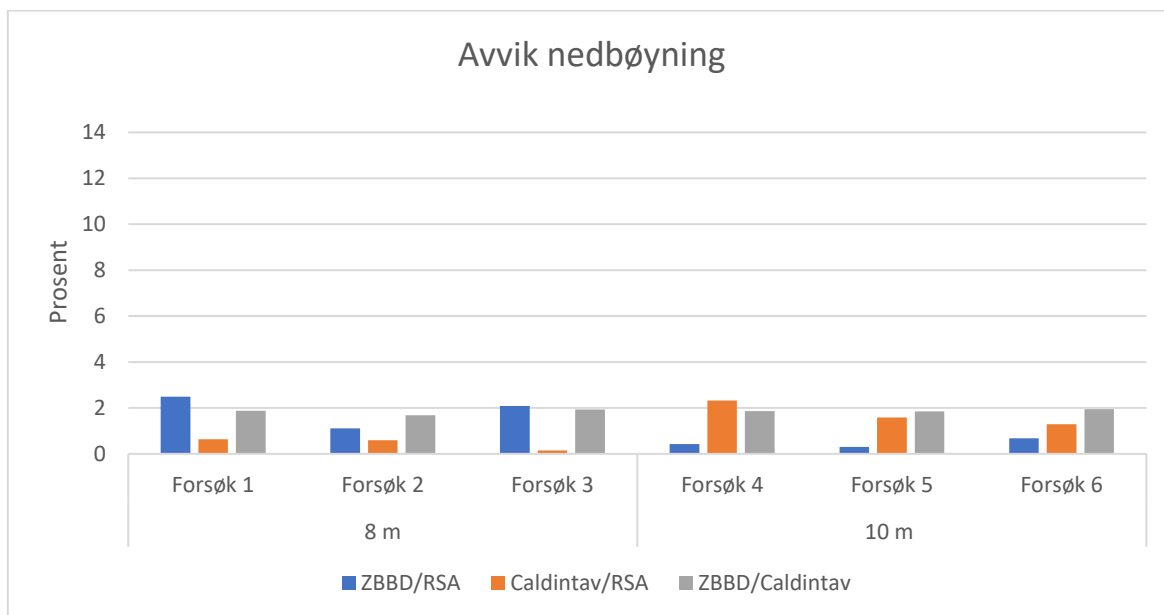
Figur 6.7 - Prosentvis avvik for nedbøyning med ti moder



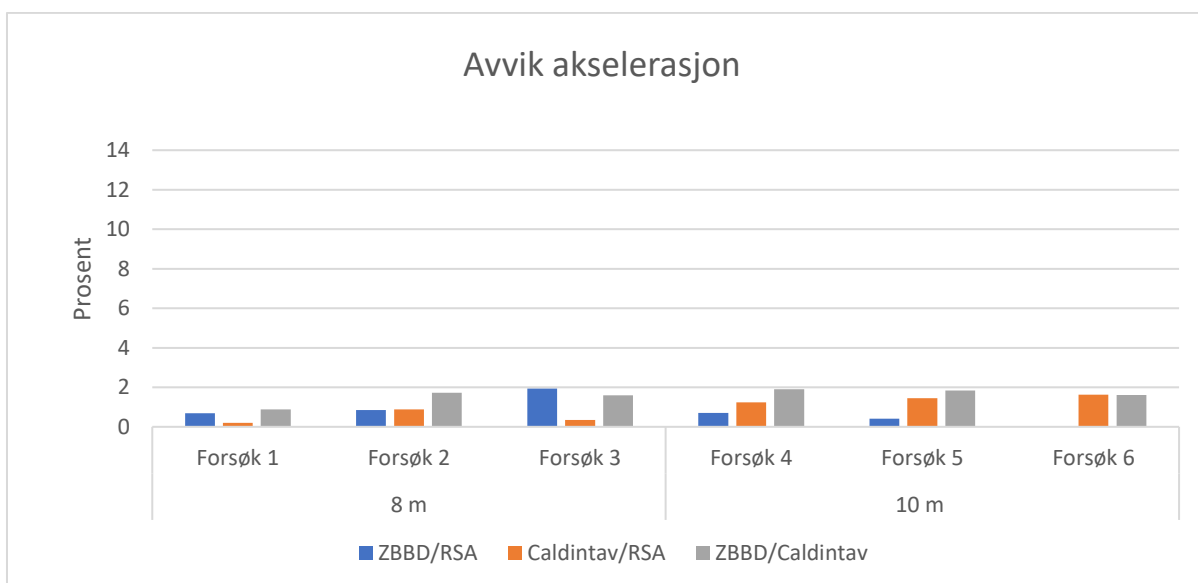
Figur 6.8 - Prosentvis avvik for akselerasjon med ti moder

## 6.2 Forsøk med lastfordeling via sviller

Funksjonen med lastfordeling via sviller i ZBBD kontrolleres mot RSA og Caldintav med svilleavstand 0.65 meter. Seks ulike forsøk gjennomføres med varierende spennvidde, hastighet og togtype. Se vedlegg H. Disse resultatene sammenlignes i figur 6.9 og 6.10 for henholdsvis nedbøyning og akselerasjon.



Figur 6.9 - Avvik for nedbøyning med svilleavstand=0.65 meter

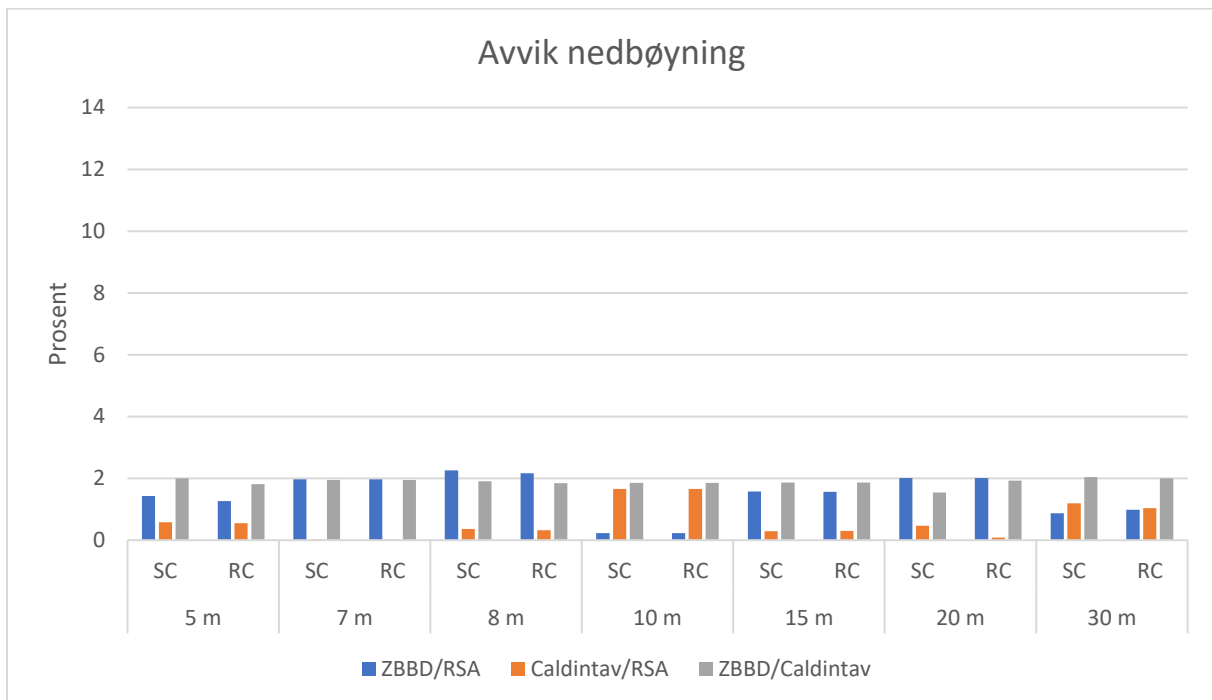


Figur 6.10 - Avvik for akselerasjon med svilleavstand=0.65 meter

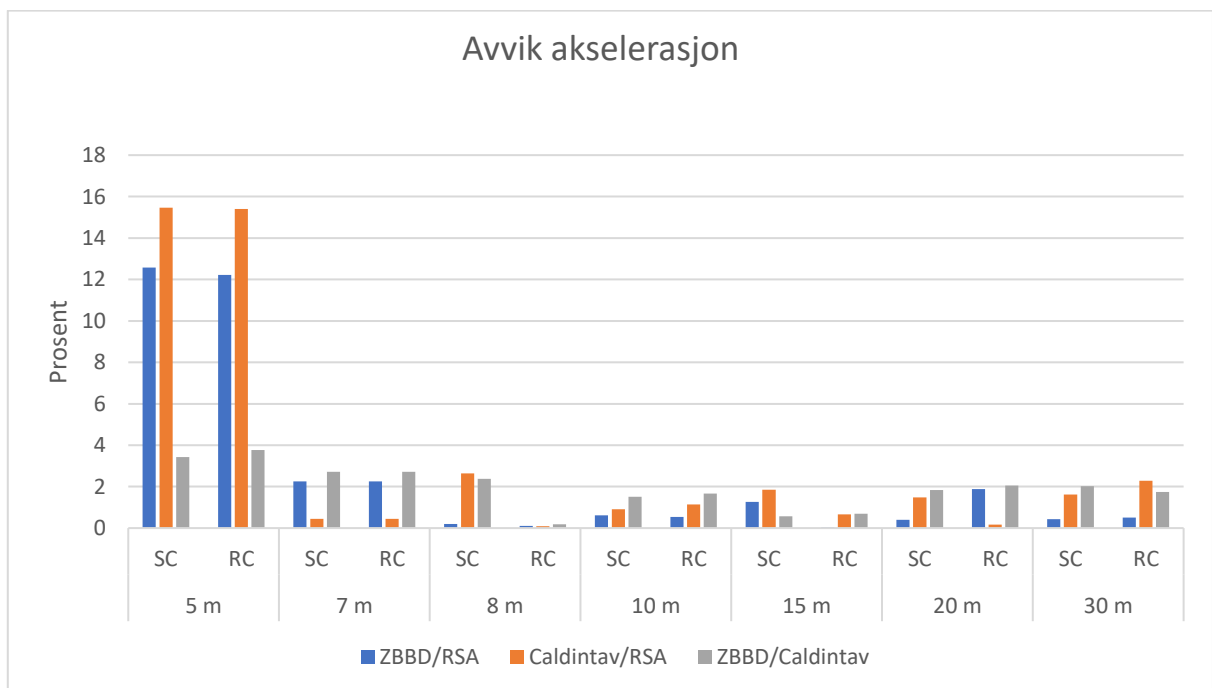
### 6.3 Forsøk med ulike dempingsfaktorer

Ulike dempingsfaktorer kontrolleres i ZBBD. Det gjennomføres forsøk med spennvidder mellom 5 m og 30 m, og for hver spennvidde gjennomføres to forsøk med forskjellig dempingsfaktor. Hastigheten varierer mellom 250-300 km/t, og togtypene som brukes er de samme som i delkapittel 6.1. Det anvendes forskjellige dempingsfaktorer avhengig av brotype og brolengde iht. tabell 2.3 i delkapittel 2.2.4.3. De to brotypene som kontrolleres er Reinforced Concrete (RC) og Steel and Composite (SC). Alle forsøkene med tilhørende parametere og resultater i tallformat fremstilles i vedlegg I. Nedenfor

presenteres avvik i prosent for nedbøyning og akselerasjon fra de 14 ulike forsøkene henholdsvis i figur 6.11 og 6.12.



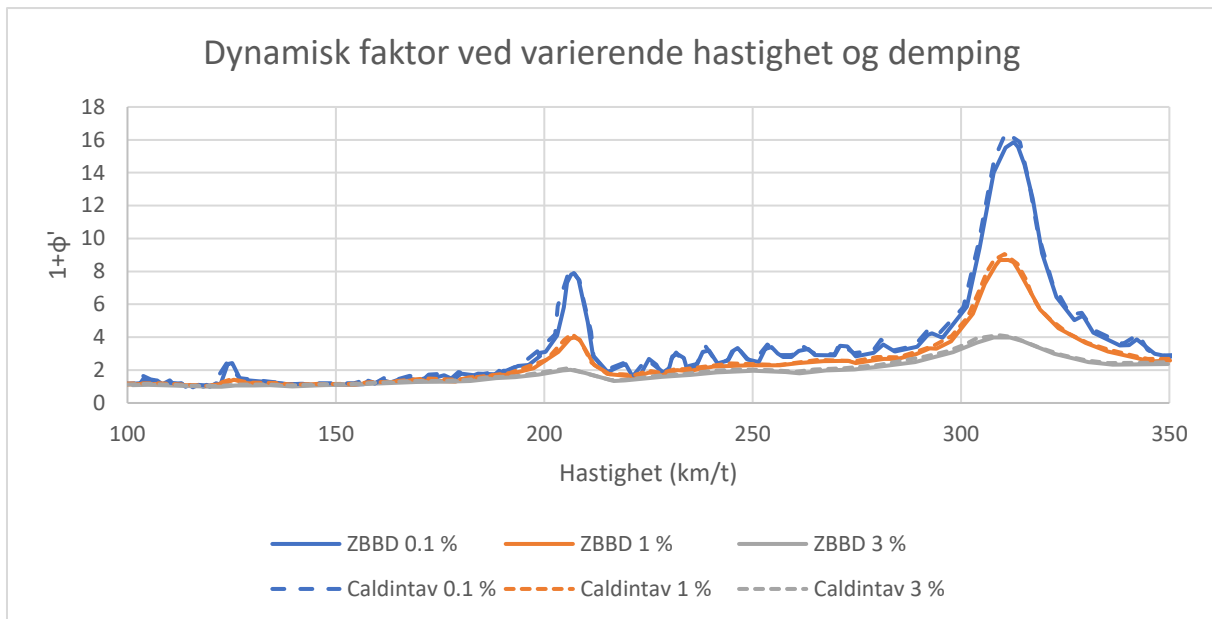
Figur 6.11 - Avvik for nedbøyning med ulike dempingsfaktorer



Figur 6.12 - Avvik for akselerasjon med ulike dempingsfaktorer

En videre dempingskontroll gjennomføres med en 10 meter lang bro for ulike dempingsfaktorer. En sammenligning av resultater fra ZBBD og Caldintav, med varierende hastigheter og togtype A10, presenteres i figur 6.13. Figuren viser hvordan varierende dempingsfaktor påvirker den dynamiske responsen (DAF) samtidig som den viser overensstemmelse mellom resultatene funnet i ZBBD og Caldintav.





Figur 6.13 - Dynamisk faktor ved varierende hastighet og demping (Spennvidde 10 m, togtype A10, egenfrekvens 6.4 Hz)

## 6.4 Kontroll av statisk moment

De statiske momentene påført av linjekategoriene LM71, D2 og E4, kontrolleres i RSA og Matlab mot ZBBD. Dynamisk faktor iht. delkapittel 2.2.4.1 er blitt tatt hensyn til. Åtte forsøk med forskjellige spennvidder gjennomføres for hver av de tre linjekategoriene, hvilket gir totalt 24 forsøk. Brolengden varierer mellom 5 m og 40 m. Resultatene med tilhørende parametere for LM71, D2 og E4 presenteres i vedlegg J. Forsøkene viser tilnærmet null avvik.

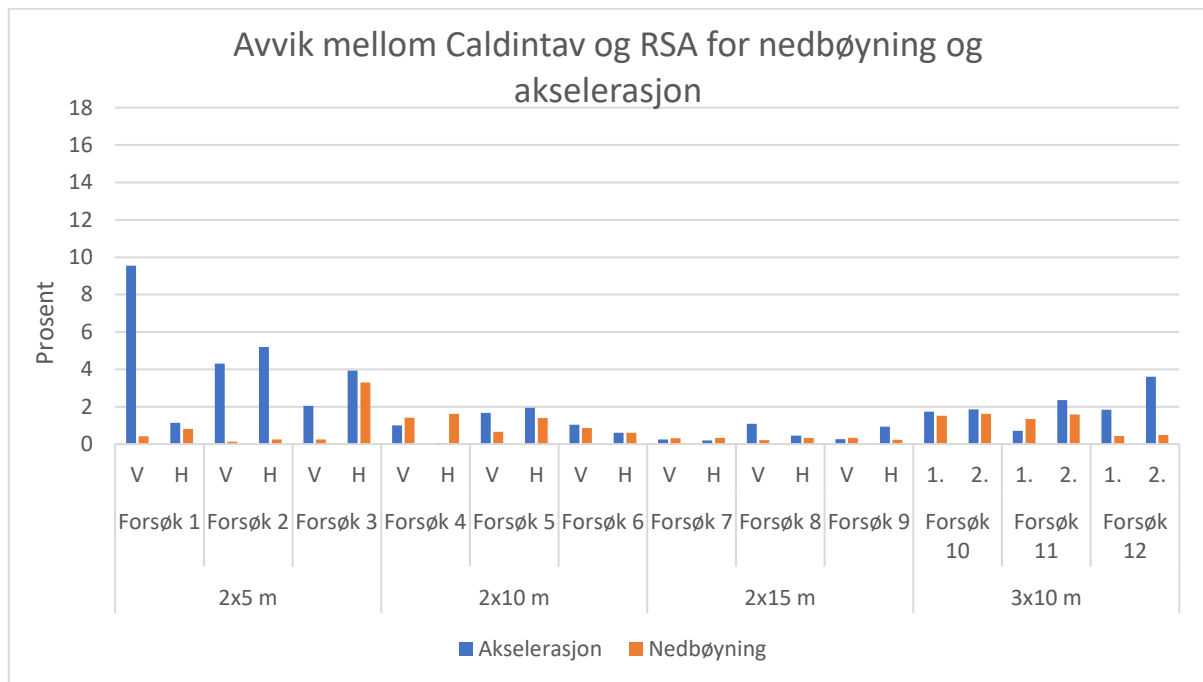
## 6.5 Forsøk med kontinuerlige broer

### 6.5.1 Kontroll av RSA og Caldintav

I denne delen er hensikten å kontrollere RSA og Caldintav for broer med flere spenn. Forsøkene utføres med 2 og 3 spenn, og med varierende lengde på spennene. Lengden på første, andre og eventuelt tredje spenn i samme forsøk er like. For hver lengde utføres det tre forsøk med varierende stivhet, hvilket gir totalt 12 forsøk. Alle forsøkene blir gjennomført med hastighet 275 km/t og togtype A10, ettersom kontroller med forskjellige hastigheter og togtyper gjennomføres i andre delkapitler.

Målingene gjøres midt på første og andre spenn. I figur 6.14 nedenfor presenteres avviket i prosent mellom Caldintav og RSA for nedbøyning og akselerasjon. Den horisontale akse i diagrammet sorteres etter brospenn, forsøksnummer, og målepunkt (midt i venstre (V) eller høyre (H) spenn). For eksempel viser de to første stolpene henholdsvis akselerasjon og nedbøyning for en 2x5 m bro, målt midt i venstre spenn. De ulike forsøksnumrene representerer ulike broer med forskjellig stivhet. For trespennsbroene er målepunktene midt i første og midt i andre spenn målt fra venstre. De samme tallene presenteres i tabellform i vedlegg K. D1 og A1 representerer her henholdsvis nedbøyningen

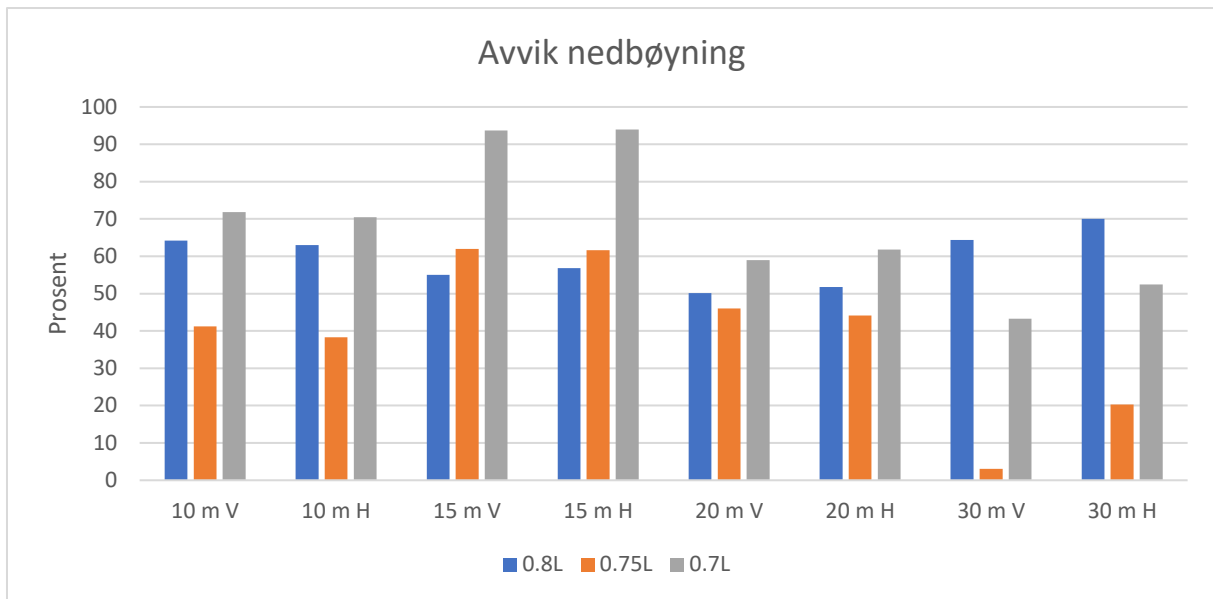
og akselerasjonen midt på første spenn, D2 og A2 tilsvarende midt på andre spenn. Alle resultatene med forsøksparametere og avvikene fra RSA presenteres i dette vedlegget.



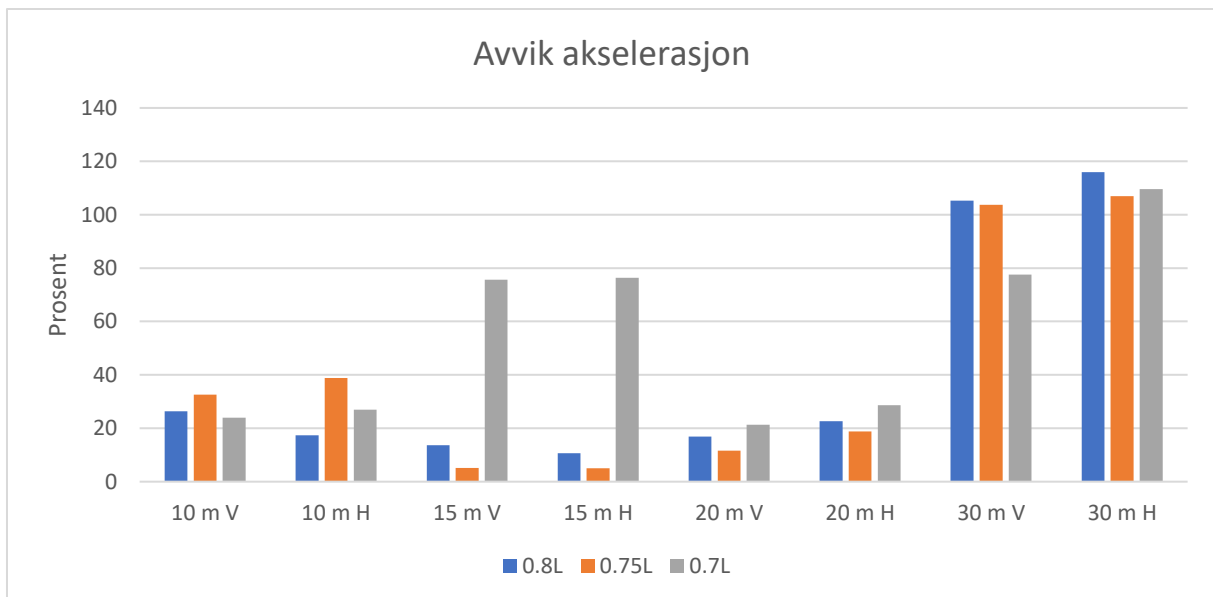
Figur 6.14 - Avvik mellom Caldintav og RSA for nedbøyning og akselerasjon

### 6.5.2 Kontroll av ZBBD med tilnærmet metode

Neste steg er å undersøke om en tilnærmet metode kan brukes i ZBBD med utgangspunkt i momentnullpunktene for en bro med to spenn. Forsøkene i ZBBD sammenlignes med forsøk i Caldintav. Forsøkene i ZBBD gjennomføres med spennvidde lik 0.7, 0.75 og 0.8 ganger lengden til det ene brospennet til den kontinuerlige broen. Spennviddene som kontrolleres varierer mellom 10 m og 30 m. Resultatene hentes ut fra midten av første og andre spenn i Caldintav. I ZBBD hentes resultatene ut fra midten av broen. Alle resultater med tilhørende parametere samt en oversikt over avviket i prosent, presenteres i vedlegg K. Det prosentvise avviket fremstilles også i figur 6.15 og 6.16. V og H representerer målepunktet og henviser til midt i venstre og midt i høyre spenn i Caldintav. Fargekodene representerer forskjellige faktorer som multipliseres med spennvidden i ZBBD.

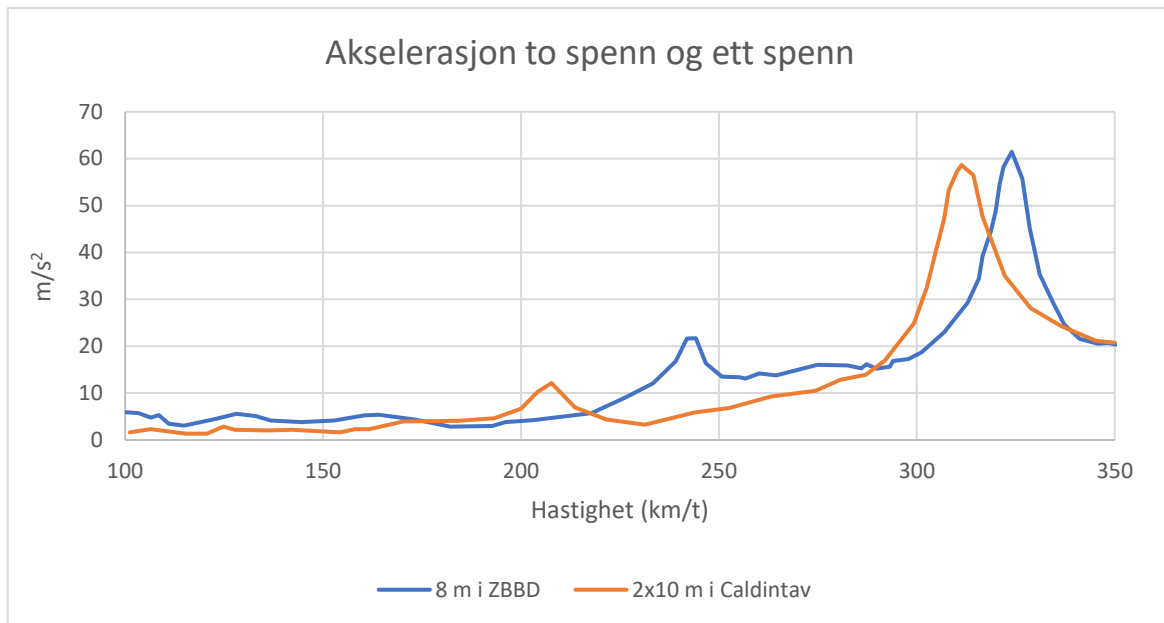


Figur 6.15 - Avvik mellom ZBBD og Caldintav for nedbøyning

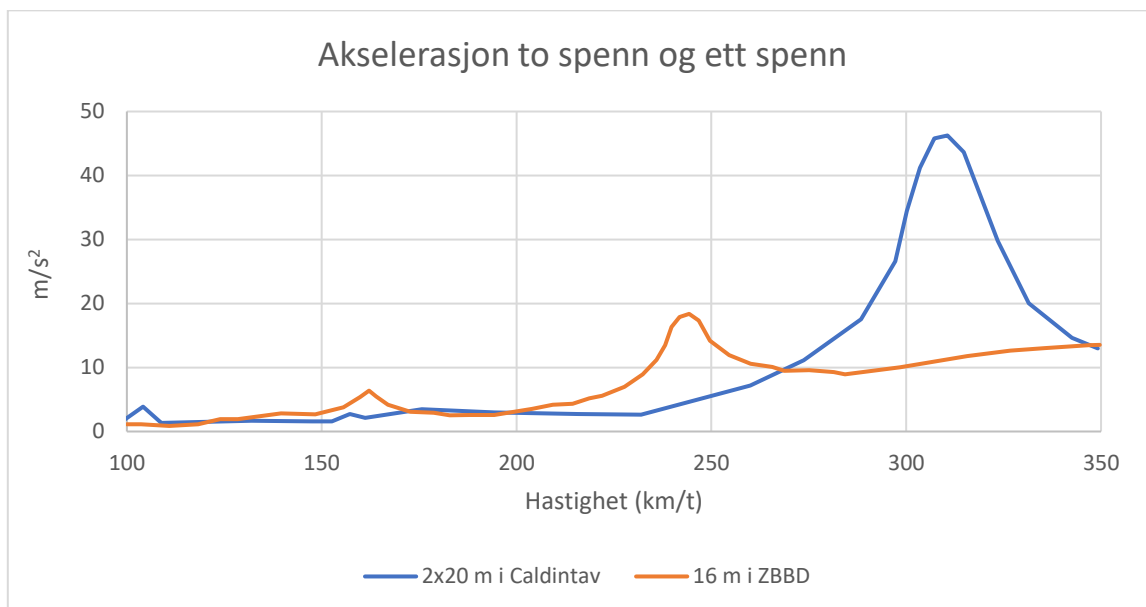


Figur 6.16 - Avvik mellom ZBBD og Caldintav for akselerasjon

Det gjøres videre forsøk for et intervall av hastigheter for å undersøke om de største verdiene på intervallet kan sammenlignes. Et eksempel på dette vises i figur 6.17. Her sammenlignes akselerasjonsforløpet til en kontinuerlig bro med to spenn på 10 m, med en bro med ett spenn på  $0.8 \cdot 10 \text{ m} = 8 \text{ m}$ . Målepunktet er henholdsvis midt på første spenn og midt på broen. Figur 6.18 viser akselerasjonsforløpet for et forsøk med en bro med to spenn på 20 m, og en bro med ett spenn på  $0.8 \cdot 20 \text{ m} = 16 \text{ m}$ . Se vedlegg K for forsøksparametere samt figurer for dynamisk faktor.

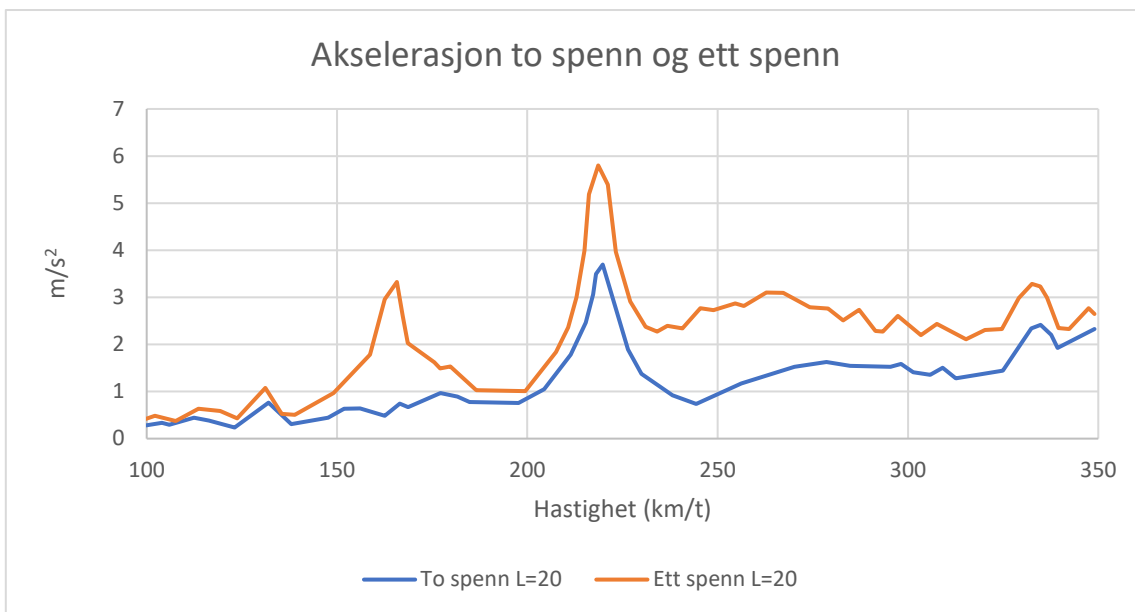


Figur 6.17 - Akselerasjonen til en bro på 8 m i ZBBD og en to-spennsbro med spennvidder på 10 m i Caldintav



Figur 6.18 - Akselerasjonen til en bro på 16 m i ZBBD og en to-spennsbro med spennvidder på 20 m i Caldintav

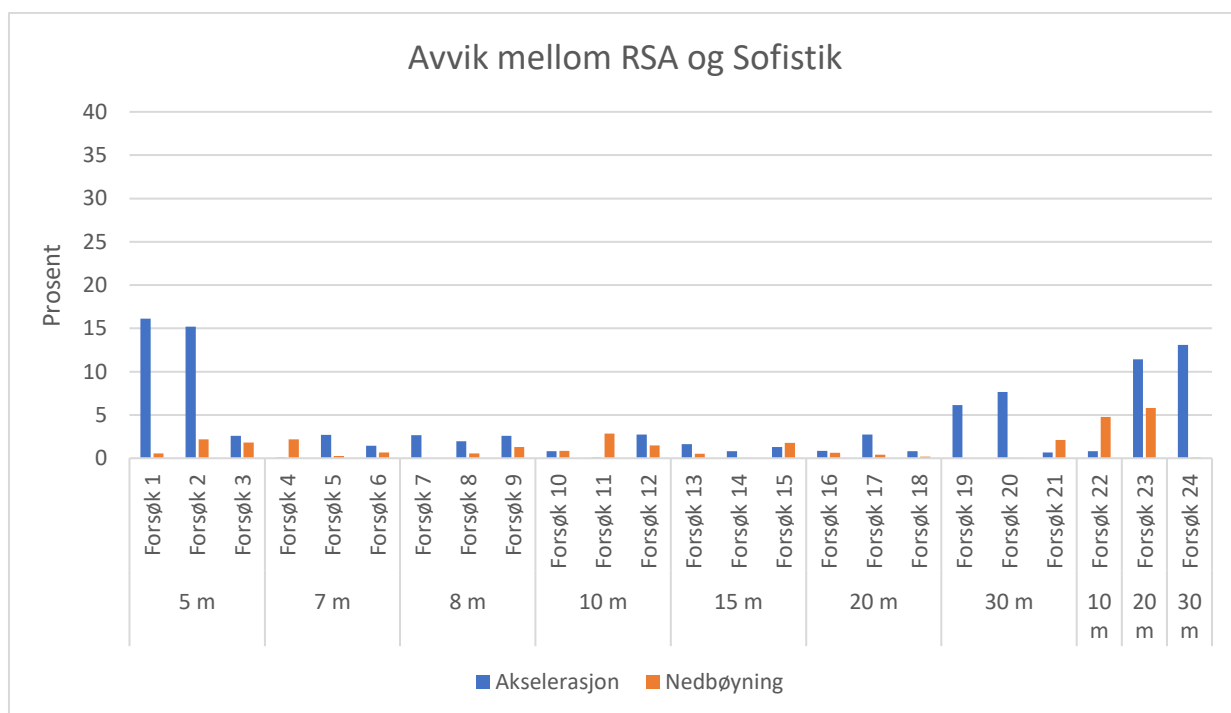
For å kunne bruke ZBBD for å kontrollere kontinuerlige broer, vil det å anta at broen er leddet over opplegg (fritt opplagt) være konservativt ifølge veileder. En kontroll på dette blir også gjennomført i Caldintav. I dette forsøket sammenlignes broer med to spenn og broer med ett spenn. Spennviddene varierer fra 5 m til 30 m, og den kontinuerlige broen har to spenn med spennvidder lik broen med ett spenn. Et eksempel på dette vises i figur 6.19, der en bro med to spenn på 20 m sammenlignes med en bro med ett spenn på 20 m. Her ses det at den fritt opplagte broen får større akselerasjon for alle hastigheter enn den kontinuerlige broen med samme spennvidde. Denne sammenhengen gjelder for alle forsøkene som ble gjennomført, også for dynamisk faktor. Broparametere og resultater for de resterende forsøkene er presentert i vedlegg K.



Figur 6.19 - Sammenligning av kontinuerlig bro og fritt opplagt bro

## 6.6 Sammenligning av Sofistik og RSA

24 ulike forsøk gjennomføres i Sofistik for å sammenligne programvaren med RSA. Lengden på broene varierer fra 5 m til 30 m. Se vedlegg L for resultater med tilhørende parametere. Også her gjennomføres det forsøk med resonanshastigheten for den aktuelle broen og togtypen i henhold til delkapittel 2.2.4.2. Forsøk 22, 23 og 24 gjennomføres med resonanshastigheter. Disse tre forsøkene viser noe større avvik og undersøkes videre i diskusjonskapitlet. Avvik i prosent for både nedbøyning og akselerasjon presenteres i figur 6.20.



Figur 6.20 - Avvik for akselerasjon og nedbøyning på midten av brospennet

## 7 Diskusjon

### 7.1 Forsøk med varierende antall moder

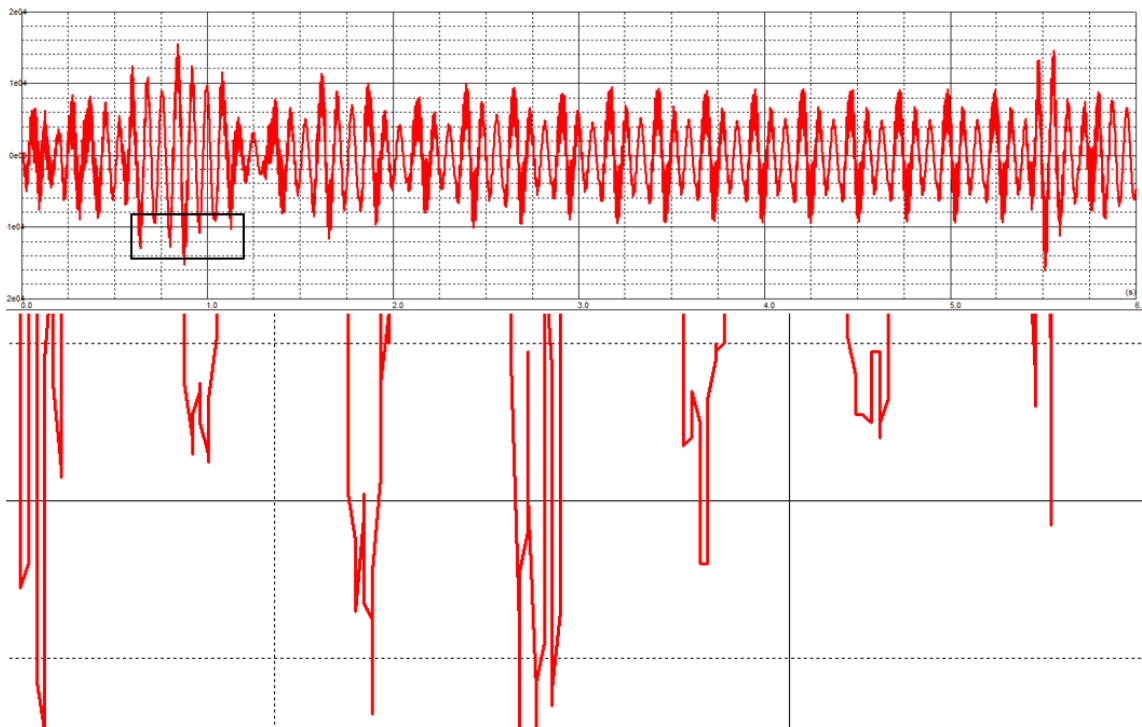
#### 7.1.1 Betydning av antall moder

I denne delen undersøkes først virkningen av å inkludere flere moder i beregningene. Som figur 6.1 og 6.2 viser, blir det gjennomsnittlige avviket redusert ved inkludering av flere moder. Unntaket er Caldintav der avviket for akselerasjon øker marginalt når antall moder øker fra 3 til 10. For nedbøyningsberegninger er avviket betydelig mindre enn for akselerasjonsberegningene. Det største avviket for nedbøyning er på 2.54 % (forsøk 7) ved 1 mode og reduseres til 2.32 % ved 10 moder. Ettersom hensikten med ZBBD og Caldintav er raske overslagsberegninger, er nøyaktigheten med 1 mode tilstrekkelig for de fleste nedbøyningsberegninger. Ved behov for større nøyaktighet kan flere moder inkluderes i beregningene. Det viser seg også at Caldintav har mindre avvik sammenlignet med RSA, enn hva ZBBD har sammenlignet med RSA. Ettersom moment og krefter i broen henger sammen med nedbøyningen (delkapittel 2.1.2), vil det også være tilstrekkelig med 1 mode for å beregne krefter og momenter.

For akselerasjonsberegninger blir avviket opptil 29.44 % (forsøk 19) dersom det kun benyttes 1 mode. For 10 moder blir det største avviket under 14 % (forsøk 3). Her blir med andre ord virkningen av å inkludere flere moder mer betydelig. Dette *kan* skyldes at første bøyemode er mer dominerende for den totale responsen for nedbøyning, enn den er for akselerasjon. Dermed vil akselerasjonsberegninger krevne flere moder i analysen for å få relativt nøyaktige resultater. For de fleste forsøkene viser det seg imidlertid at 1 mode gir avvik under 10 %, men man risikerer avvik helt opptil 30 %. Avviket for akselerasjon er dermed betydelig større enn for nedbøyning. Avhengig av hva slags analyser som gjennomføres og hvor stor nøyaktigheten må være, vil det være hensiktsmessig å inkludere 3 eller flere moder i beregningene. Til videre forsøk for å sammenligne programvarene velges det 10 moder, utenom forsøk der flere hastigheter kontrolleres samtidig, da dette blir veldig tidkrevende.

#### 7.1.2 Feilkilder

Som nevnt blir avviket for nedbøyning jevnt over lavt, selv med kun 1 mode i beregningene. Også formen på nedbøyningsforløpet endrer seg lite ved inkludering av flere moder. For akselerasjon er avviket for de fleste forsøkene relativt lave, men det forekommer unntak som trekker opp det gjennomsnittlige avviket. Dette gjelder også for forsøk med 10 moder. Felles for disse forsøkene er at de alle sammen har følsomme akselerasjonsforløp der akselerasjonen endrer seg veldig hyppig. Dette er mest forekommende for korte spennvidder. Eksempel på dette vises i figur 7.2, der akselerasjonsforløpet for forsøk 3 i RSA og et nærmere utklipp av dette illustreres. I figur 7.3 ses akselerasjonsverdiene i tidsrommet rundt den maksimale akselerasjonen (uthevet). Figuren viser hvordan akselerasjonen endrer seg fra  $13.32 \text{ m/s}^2$  til  $16.15 \text{ m/s}^2$  på ett tids-steg. Dette tilsvarer at akselerasjonen endrer seg 21.2 % på 0.001 sekund. Det betyr at bredden på tids-steget får stor betydning for maksimalverdier. For å bøte på dette problemet kan det benyttes mindre tids-steg. Dette vil til en viss grad redusere avviket, men heller ikke dette gir store utslag. I tillegg vil mindre tids-steg, for eksempel 0.0001 s gjøre at beregningene tar 10 ganger så lang tid. I denne oppgaven blir ikke dette prioritert da det er spesielt tidkrevende.



Figur 7.1 - Akselerasjonsforløp for forsøk 3 i RSA

7/	Time history analysis/	5512/6001	5,5	-8548,730
7/	Time history analysis/	5513/6001	5,5	-13319,437
7/	Time history analysis/	5514/6001	5,5	-16153,267
7/	Time history analysis/	5515/6001	5,5	-15051,402
7/	Time history analysis/	5516/6001	5,5	-13116,067

Figur 7.2 - Utklipp fra akselerasjonsforløp for forsøk 3 i RSA

En annen mulig årsak til disse avvikene er forskjellen mellom egenfrekvensene i de ulike programvarene. I tabell 7.1 er frekvensen til de første 5 modene for forsøk 1-3 i Caldintav og RSA angitt. Her ses det at det relative avviket gradvis øker ved økende modetall. Dermed vil responsen fra høyereliggende moder potensielt variere i større grad mellom programvarene.

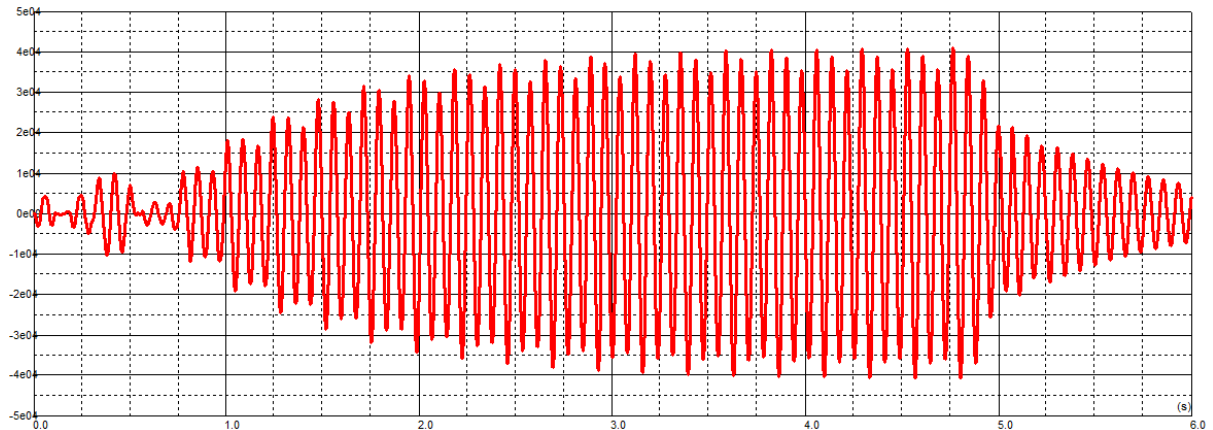
Tabell 7.1 - Frekvenser i RSA og Caldintav for bro med parametere fra forsøk 1-3

Mode	Frekvens RSA	Frekvens Caldintav	Avvik
1	12.79	12.8	0.08 %
2	51.1	51.2	0.20 %
3	114.73	115.2	0.41 %
4	203.46	204.8	0.66 %
5	317.2	320.0	0.88 %

## Resonanshastigheter

Som nevnt er det også knyttet usikkerhet til hvordan de ulike programvarene håndterer resonanshastigheter. Her viser det seg imidlertid at forsøkene med resonanshastigheter har jevnt over mindre avvik enn forsøkene uten. For eksempel er forsøk 2 gjennomført med

resonanshastighet, og har mye lavere avvik for både akselerasjon og nedbøyning enn forsøk 1 og 3, som ikke er gjennomført med resonanshastighet. Dette illustrerer at resonanshastigheter er enklere for programvarene å håndtere, trolig fordi akselerasjonsforløpene blir mye mer regelmessige og dermed mindre følsomme for valg av tids-steg. Eksempel på dette vises i figur 7.3, der akselerasjonsforløpet til forsøk 2 er illustrert.



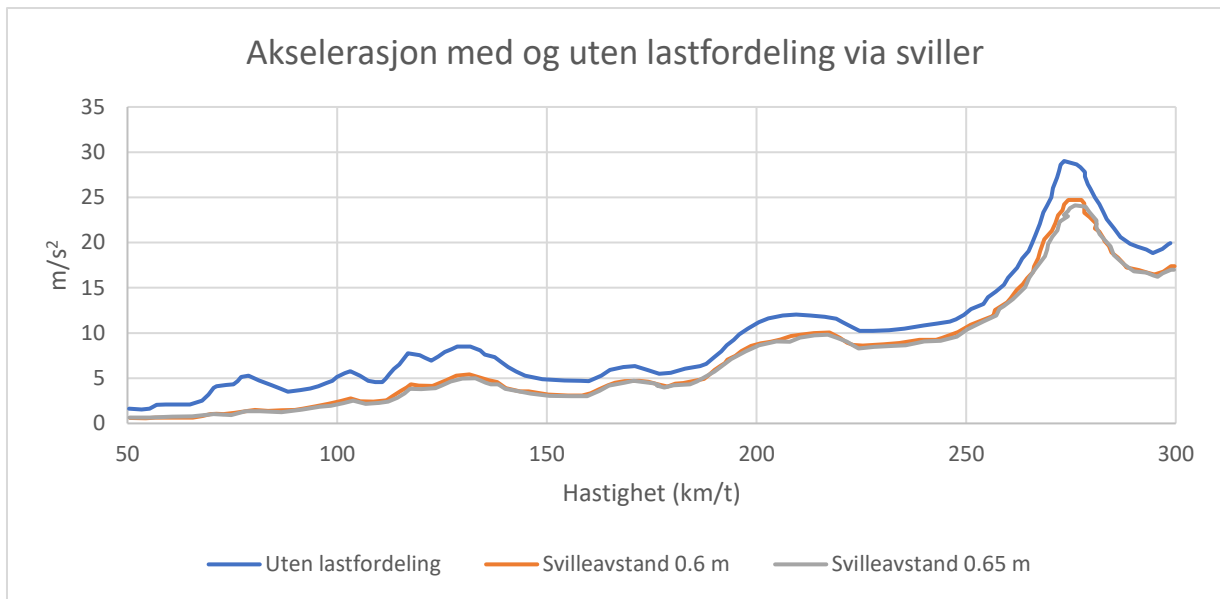
Figur 7.3 - Akselerasjonsforløp til forsøk 2 i RSA

## 7.2 Forsøk med lastfordeling via sviller

Resultatene fra forsøkene som presenteres i 6.2 viser god overensstemmelse mellom ZBBD, RSA og Caldintav. Dette viser at ZBBD og Caldintav håndterer svilleavstand korrekt og at man trygt kan anvende fordeling via sviller iht. Eurokode 1-2 i programvarene. En slik lastfordeling via svillene gir et mer realistisk bilde av hvordan aksellastene virker på brokonstruksjonen, og vil generelt redusere maksverdier for akselerasjon, deformasjon og moment. Ved fordeling av en punktlast utover et større område vil man forvente at de lokale virkningene på konstruksjonen reduseres. Som nevnt i delkapittel 5.2 er en svilleavstand på 0.65 meter den foreløpig eneste muligheten ved bruk av Single TSC i ZBBD, men at man ved bruk av TSC fritt kan velge aktuell svilleavstand manuelt.

Figur 7.4 viser forskjellen i akselerasjonsverdi ved varierende svilleavstand. Beregningene er gjennomført i Caldintav med tilsvarende broparametere som i forsøk nr. 1, 2 og 3 i delkapittel 6.1, og med togtype A10. Figuren tydeliggjør den marginale forskjellen for akselerasjon ved svilleavstand 0.6 meter og 0.65 meter og viser derfor at resultatene i Single TSC også kan anvendes for norsk jernbane. Samtidig viser figuren at det virker konservativt å neglisjere lastfordeling via svillene og at det derfor kan være gunstig å anvende denne funksjonen i ZBBD.





Figur 7.4 - Akselerasjon med og uten lastfordeling gjennom sviller

### 7.3 Forsøk med ulike dempingsfaktor

Resultatene fra forsøkene som presenteres i 6.3 viser generelt god overensstemmelse mellom ZBBD, RSA og Caldintav. Dette viser at ZBBD beregner dempingsfaktorene riktig iht. figur 2.3 i 2.2.4.3. Derfor kan man enkelt anvende denne funksjonen i ZBBD ved å velge aktuell brotype i analysen.

For de korteste spennviddene viser forsøkene noe større avvik ved maksverdi for akselerasjon. Avviket kan begrunnes med mer følsomme akselerasjonsforløp som vises i figur 7.1 i delkapittel 7.1.

Ved varierende dempingsfaktor forventes lik form på akselerasjons- og nedbøyningsforløp, men varierende amplitude. Dette tydeliggjøres i figur 6.13 hvor ulike dempingsfaktorer er anvendt i ZBBD og Caldintav for en 10 meter lang bro med togtype A10. Resultatet fra forsøket viser god overensstemmelse mellom de ulike programvarene, samtidig som forsøket viser at en høyere dempingsfaktor vil redusere maksverdiene for akselerasjonen. En demping på 0.1 % er lite realistisk for faktiske jernbanebroer, men er inkludert for å gi et sammenligningsgrunnlag.

### 7.4 Kontroll av statisk moment

Som man kan se i vedlegg J er det god overensstemmelse mellom resultatene i de ulike programmene når det kommer til statisk moment for LM71 og de ulike linjekategoriene. For LM71, hvor de statiske momentene sammenlignes i RSA og ZBBD, er det bare 0.14 % avvik i gjennomsnitt for de åtte forskjellige forsøkene. Det største avviket er på 0.45 % for spennvidde 6 m. De andre spennviddene har avvik rundt eller under 0.2 %. Grunnen til dette er usikkert, da beregningsmåte ikke står forklart i manualen. Uansett kan avvik under 0.5 % regnes som neglisjerbart. Linjekategori D2 og E4 kontrolleres med Matlab og sammenlignes med ZBBD. Avviket for de åtte forsøkene med D2 og E4 er under 0.01 %. Dette betraktes derfor som identiske resultater.

På grunn av lav feilmargin i forsøkene er det forsvarlig å konkludere med at ZBBD har god nok nøyaktighet for linjekategoriene og LM71, og at dette kan brukes under kontroller av eksisterende broer.

## 7.5 Forsøk med kontinuerlige broer

### 7.5.1 Kontroll av RSA og Caldintav

Avvikene fra denne delen er generelt lave, og det er derfor mulig å konkludere at Caldintav beregner riktig også for broer med flere spenn. Dette er imidlertid kun bevist for broer med flere like spenn, men det er ingen grunn til å tro at dette ikke gjelder for kontinuerlige broer med forskjellige spennvidder.

### 7.5.2 Kontroll av ZBBD med tilnærmet metode

Resultatene fra forsøkene med én hastighet viser at avvikene blir for store og for varierende til å kunne generaliseres. Dette kan forventes, ettersom ved å endre lengden og opplagerbetingelsene, endres også egenfrekvensen. Videre vil dette medføre at den fritt opplagte broen og den kontinuerlige broen resonerer ved forskjellige hastigheter. Dermed vil det for en gitt hastighet ikke være noen sammenheng mellom en fritt opplagt bro og en kontinuerlig når det kommer til dynamiske lastvirkninger.

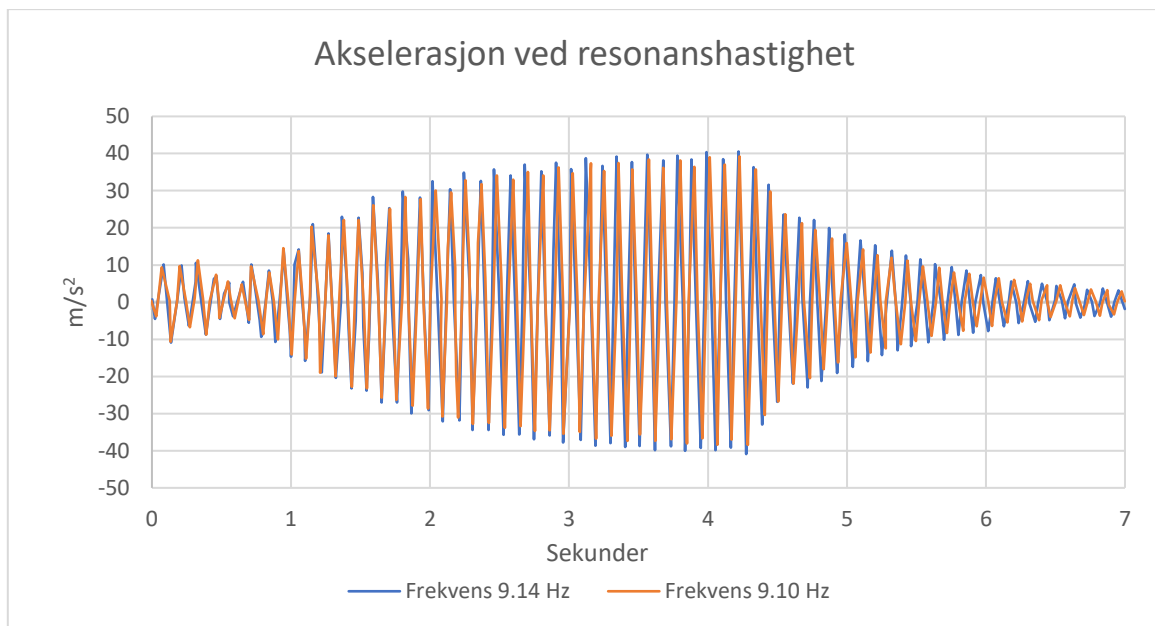
For forsøkene med flere hastigheter er det en sammenheng mellom akselerasjonen for en bro med to spenn på 10 m og en bro med ett spenn på 8 m. Maksimalverdiene på intervallet ligger tett opptil hverandre, selv om resonanstoppen er noe forskjøvet. Det samme forsøket gjennomføres med en bro med to spenn på 20 m og en bro med ett spenn på 16 m. Her er forskjellen i maksimal akselerasjon på intervallet imidlertid vesentlig større. Se figur 6.17 og 6.18. For dynamisk faktor er sammenhengen mindre signifikant, se vedlegg K. Det foretas flere forsøk, men også disse gir ingen entydig sammenheng. Å finne en sammenheng for fritt opplagt og kontinuerlig bro som gjelder for flere spennvidder viser seg derfor å være vanskelig. Tanken bak å bruke momentnullpunktene og en forkortet spennvidde for å betrakte en kontinuerlig bro i ZBBD, er at rotasjonsstivheten ved opplegget gir redusert nedbøyning. Dette kan stemme for en bro med rotasjonsstivheter ved opplegg, for eksempel for en kulvert. Ved flere spenn derimot, vil en aksel som beveger seg fra første spenn over til andre, gi en oppbøyning på første spenn. Det vil gjøre det vanskelig å finne en sammenheng for dynamiske lastvirkninger som gjelder alle spennvidder og togtyper.

Dersom ZBBD skal brukes til å kontrollere kontinuerlige broer, vil det å betrakte broen som leddet over opplegg være konservativt. Se figur 6.19 og vedlegg K. Denne forenklingen kan benyttes dersom man skal undersøke en hel linje der noen av broene har flere spenn, uten å bruke annen programvare. Dette vil imidlertid være konservativt og kunne overestimere lastvirkninger betydelig. I vedlegg K ses det at denne forenklingen vil kunne overestimere akselerasjonen med 60 % og dynamisk faktor med nesten 40 % (for forsøk med 30 m bro og 2x30 m bro).

## 7.6 Sammenligning av Sofistik og RSA

Forsøkene som utføres i delkapittel 6.6 viser generelt lite avvik for både nedbøyning og akselerasjon. I likhet med tidligere forsøk vises noe større avvik for akselerasjon ved de korteste spennviddene og begrunnelsen kan ligge i relativt følsomme akselerasjonsforløp som vises i figur 7.1 i delkapittel 7.1.

Resultatet fra forsøkene viser også noe større avvik ved resonanshastigheter. Forklaringen kan ligge i at det er liten forskjell i egenfrekvenser for de ulike modene i Sofistik og RSA. Som forklart tidligere i delkapittel 2.2.4.2 er resonanshastigheten avhengig av egenfrekvensen til broen og togets karakteristika. En liten forskjell i egenfrekvens for broen vil igjen føre til en endring i resonanshastighet for det aktuelle toget. Figur 7.4 viser akselerasjonsforløpet i RSA midt på en 7 meter lang bro med egenfrekvens 9.14 Hz, togtype A2 og beregnet resonanshastighet på 312.6 km/t. I tillegg er akselerasjonsforløpet for en bro med en marginal endring i stivhet, og dermed endret egenfrekvens, plottet i samme figur. Formen på akselerasjonsforløpet forblir uforandret, men en endring i egenfrekvens fra 9.14 Hz til 9.10 Hz (0.04 % endring) ved resonanshastighet, vil føre til en endring i maksimal akselerasjon på 4.2 % (maksimalverdi på hhv. 41.05 m/s<sup>2</sup> og 39.32 m/s<sup>2</sup>). Dette viser hvordan en liten endring i egenfrekvens kan gi relativt store forskjeller i maksverdiene ved resonanshastigheter.



Figur 7.4 - Akselerasjonsforløpet til bro med egenfrekvens på 9.14 Hz og 9.10 Hz

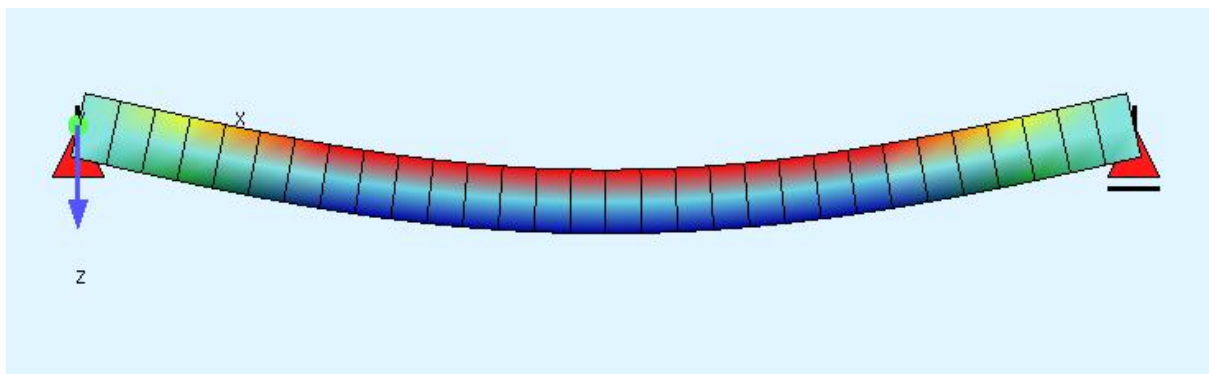
En oversikt over frekvensene til første og andre mode vises i tabell 7.2 for forsøk 1-24 fra vedlegg L. Tabellen viser generelt en liten forskjell i egenfrekvens i de to ulike programvarene, og forskjellen øker fra første til andre mode. Dette kan skyldes at modellen i Sofistik består av skallelementer, mens modellen i RSA består av bjelkeelementer. Årsaken til at resultatene fra forsøkene med resonanshastigheter påvirkes i større grad, kan forklares med at lastvirkningene øker betydelig rundt resonansstopper. En liten endring i frekvens og dermed resonanshastighet, gir derfor en stor endring for lastvirkningen sammenlignet med hastigheter utenfor resonansområdene. Dette kan for eksempel ses i figur 6.17 hvor en liten endring i hastighet ved resonansstoppene vil føre til en relativt stor endring for akselerasjonsverdien. For broene i figur 7.4 er beregnet resonanshastighet 312.6

km/t ved en frekvens på 9.14 Hz, mens resonanshastigheten er 311.2 km/t ved en frekvens på 9.10 Hz.

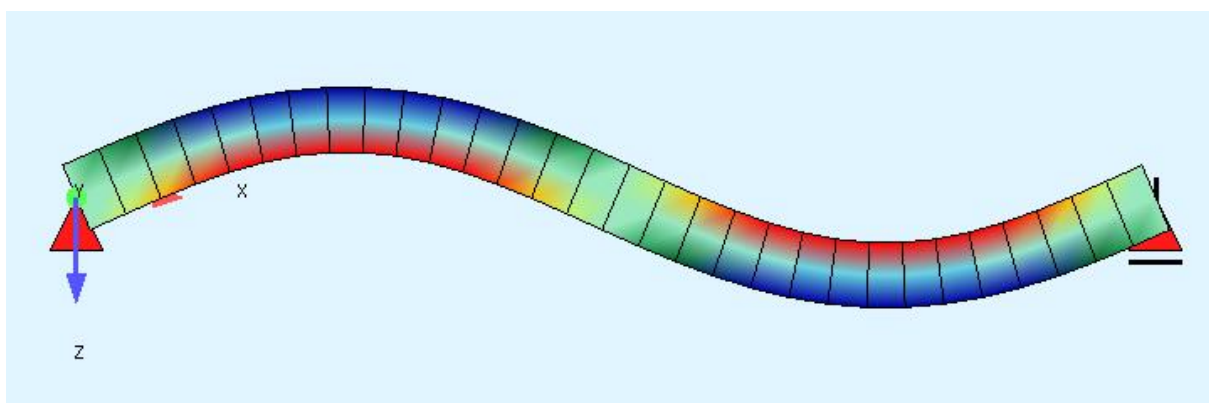
Tabell 7.2 - Frekvenser for første og andre mode i RSA og Sofistik

Forsøksnummer	RSA		Sofistik	
	Mode 1	Mode 2	Mode 1	Mode 2
1-3	48.79	190.95	48.75	185.25
4-6	28.97	114.14	28.96	111.13
7-9	25.13	99.02	25.1	96.41
10-12	14.46	57.4	14.37	56.0
13-15	6.44	25.67	6.46	25.8
16-18	7.43	29.49	7.4	29.22
19-21	3.99	15.88	3.99	15.82
22	10.86	43.25	10.82	42.69
23	4.53	18.05	4.52	17.9
24	3.02	12.03	3.01	11.94

I figur 7.5 og 7.6 vises formen til henholdsvis første og andre mode hentet fra Sofistik.



Figur 7.5 - Første mode for forsøk nr. 22



Figur 7.6 - Andre mode for forsøk nr. 22

## **Del III - Reelle problemstillinger**

## 8 Screening av eksisterende linje

### 8.1 Innledning

I utgangspunktet knyttes det usikkerhet til om programvarene ZBBD og Caldintav gir resultater som i det hele tatt ligner på resultater fra tynge og mer kompleks programvare, som for eksempel RSA. Dette er bakgrunnen for at det i del II blir gjennomført generiske forsøk med broparametere valgt fra ZBBD og et variert utvalg med togtyper, hastigheter og spennvidder. Etter at disse forsøkene er gjennomført er det derfor naturlig å bevege seg videre for å undersøke i hvilken grad programvarene er anvendelig på virkelige broer, og i hvilken grad programvaren kan brukes til å kontrollere eksisterende jernbanelinjer. Det å vite at programvaren gjennomfører korrekte beregninger er essensielt, men det er vel så viktig å vite om forenklingene og begrensningene i programvaren likevel gjør den anvendelig til å løse faktiske problemstillinger. I kapittel 8 utføres derfor en screening av en eksisterende jernbanelinje for å undersøke om ZBBD gir fornuftige resultater innenfor dens bruksområde. Etter ønske fra veileder kontrolleres Østfoldbanens Østre linje. På denne måten kan programvaren kontrolleres for en virkelig problemstilling.

Østfoldbanens Østre linje er 78.96 km lang [53] og strekker seg fra Ski til Sarpsborg. Linjen går gjennom indre Østfold via Askim, Mysen og Rakkestad, og er presentert i figur 8.1. Strekningen fra Ski til Mysen er spesielt utsatt for stor persontrafikk. Østre linje åpnet i 1882 og ble elektrifisert i 1958, og fra 31. august 2015 ble banen satt i drift som landets første med nytt signalsystem. Trafikken består for det meste av persontog, men linjen fungerer også som avlastningsbane for godstrafikken på Østfoldbanens Vestre linje ved planlagte arbeider og større driftsavvik. På linjen er det 11 holdeplasser og stasjoner med persontrafikk i tillegg til 74 broer [54]. Skiltet hastighet for ca. 90 % av linjen er 75 - 100 km/t, og resterende 10 % av linjen har hastigheter under dette [55]. Det er ønskelig at Østfoldbanens Østre linje skal kunne ta imot en økende trafikkmengde for å være en attraktiv og konkurransedyktig transportåre mot hovedstadsområdet. Derfor legger Bane NOR opp til en modernisering av linjen [53]. Denne går blant annet ut på å øke banens sporstandard og forbedre kontaktledningsanlegget.



Figur 8.1 - Østfoldbanens Østre linje. Figur: Bane NOR (gjengis med tillatelse)

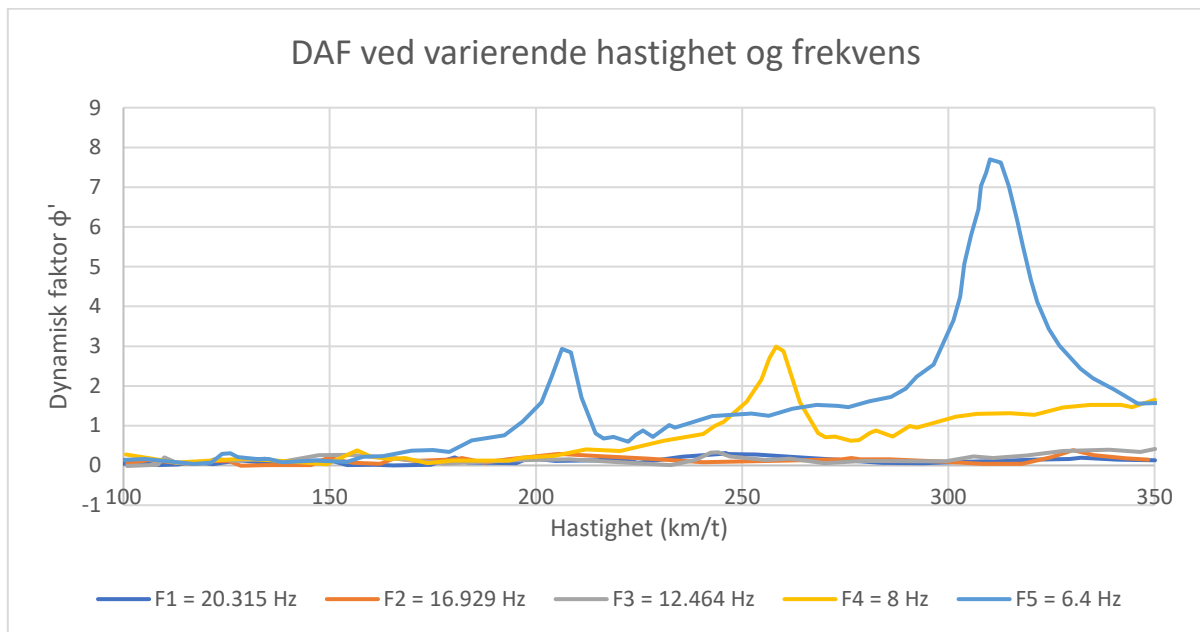
## 8.2 Beregningsforutsetninger

ZBBD er som nevnt ikke tiltenkt å brukes på enkeltbroer, men heller tenkt brukt på hele linjer. Det er noe av grunnen til at programvaren ikke gir mulighet til å skrive inn stivhet eller frekvens for noen av broene som skal undersøkes. ZBBD tilbyr heller fem forskjellige frekvensfunksjoner som gir mulighet til å estimere lastvirkningen på de fleste brotilfeller. På denne måten skal det være nok å vite cirka hvilken frekvens broen har, for deretter å sammenligne med frekvensen som ligger nærmest i ZBBD og se på lastvirkningene denne gir. Caldintav, på sin side, benytter seg ikke av frekvensfunksjoner, og stivhet og masse for broen som skal undersøkes må derfor føres inn manuelt. På denne måten er ZBBD nyttig når man skal kontrollere hele linjer med mange titalls broer med varierende spennvidde, stivhet, frekvenser og demping, mens Caldintav er mer anvendelig for enkeltbroer der stivhet og masse er kjent.

### 8.2.1 Valg av frekvens og stivhet i ZBBD

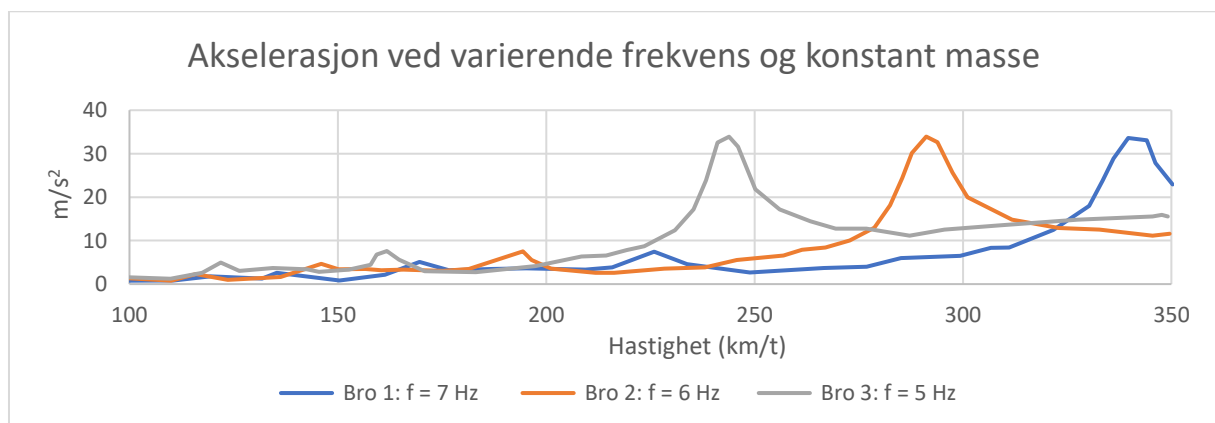
Hensikten med ZBBD vil likevel falle bort ettersom man uansett må ha et cirkatall for egenfrekvensen til første bøyemode. I noen tilfeller vil valg av frekvens for broen ha mindre betydning, mens i andre tilfeller vil valg av frekvens gi betydelige forskjeller i resultatet. Dette er vist i figur 8.2, der dynamisk faktor for moment som følge av passerende tog er beregnet i ZBBD. Beregningene er gjennomført for de fem frekvensfunksjonene i ZBBD, og plottet for et intervall av hastigheter opptil 350 km/t. Denne figuren synliggjør virkningen av varierende egenfrekvens. Mens de høyeste 3 egenfrekvensene gir relativt lik dynamisk faktor, vil de to laveste frekvensene gi vidt forskjellige resultater. Dette skyldes at de ulike frekvensene gir forskjellige *resonanshastigheter*, og at de høyere frekvensene har høyere resonanshastigheter som ligger utenfor intervallet. Dersom denne figuren skal bli brukt til å

kontrollere en bro, vil konklusjonen i aller høyeste grad avhenge av om man bruker det mest kritiske tilfellet, eller om man faktisk beregner egenfrekvensen til broen.



Figur 8.2 - Dynamisk faktor ved varierende hastighet og frekvens (spennvidde 10 m, togtype A10, 1 % demping, konstant masse 10 t/m)

Videre vil det oppstå tilfeller der egenfrekvensen til broen ligger midt mellom to av frekvensfunksjonene. Det viser seg derimot at for en gitt masse vil varierende stivhet - og dermed varierende frekvens - kun forskyve resonanstopperne for akselerasjon, og ikke endre amplituden. Dette er vist i figur 8.3 der akselerasjonen som følge av passerende tog er beregnet i ZBBD for tre broer, og plottet for hastigheter opptil 350 km/t. Broene har lik masse, men forskjellig stivhet og egenfrekvens. Her er resonanstopperne forskjøvet, men den største akselerasjonen på intervallet er tilnærmet lik for de tre frekvensene. Dersom en bro med frekvens 6 Hz skal kontrolleres, og frekvensfunksjonene i ZBBD gir frekvensene 5 Hz og 7 Hz, kan man konkludere at broen tilfredstiller kontrollen dersom broene med frekvens 5 Hz og 7 Hz tilfredstiller kontrollen. På denne måten kan man ved å vite cirka egenfrekvens for broen kontrollere om broen vil få lastvirkninger som er akseptable eller ikke.

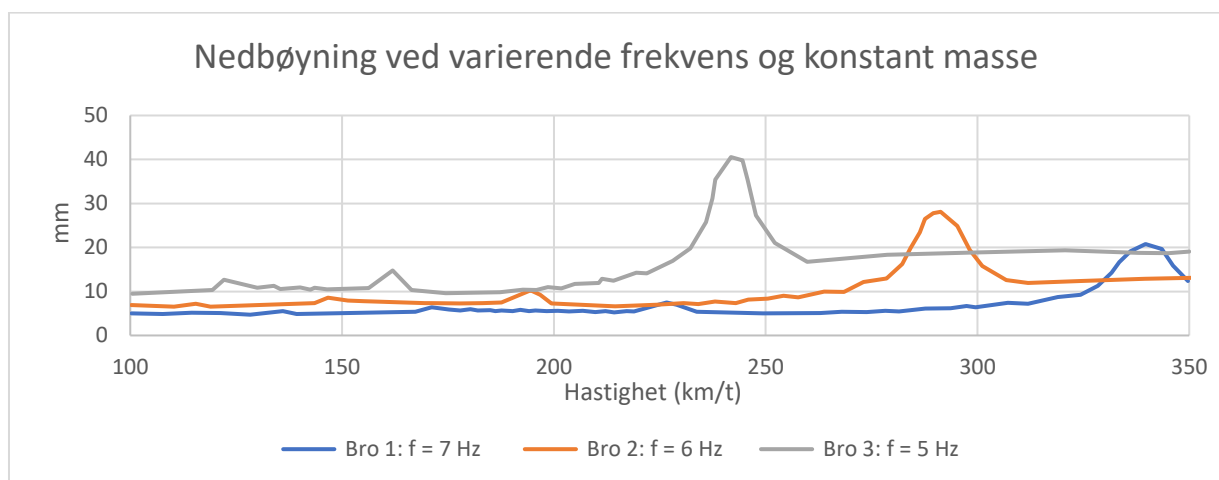


Figur 8.3 - Akselerasjon ved varierende frekvens og konstant masse (spennvidde 15 m, togtype A10, 1 % demping, konstant masse 10 t/m)



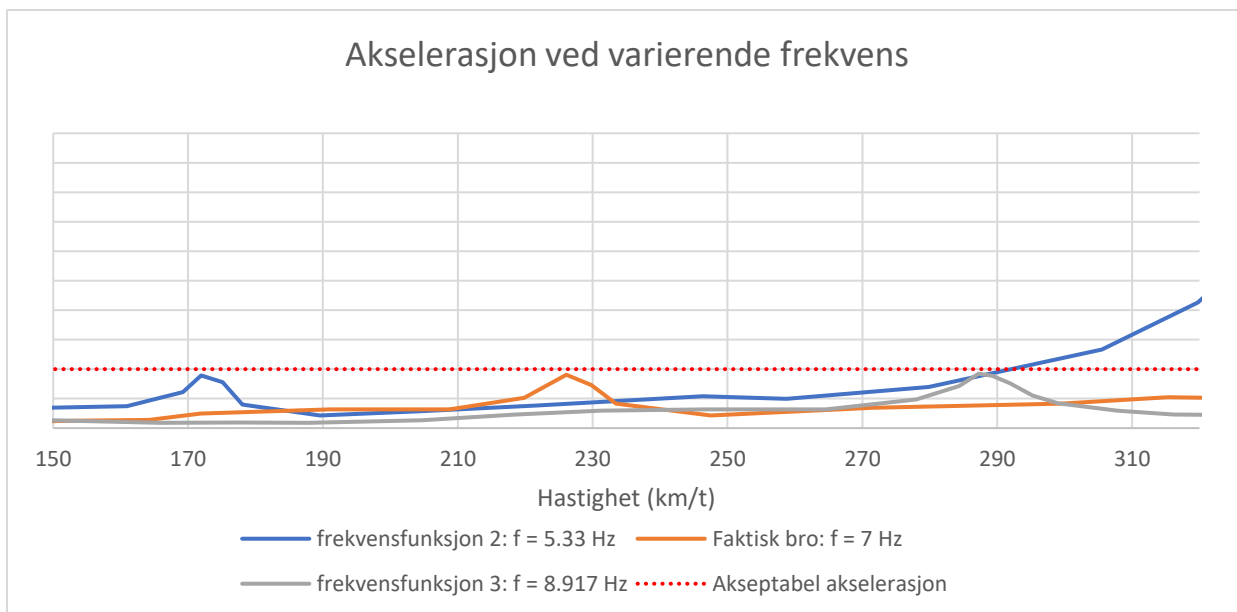
Denne sammenhengen gjelder også for dynamisk faktor. Dette er vist i vedlegg M, der dynamisk faktor for nedbøyning ( $1+\varphi'$ ) som følge av passerende tog er beregnet i Caldintav for tre broer. Broene har lik masse, men ulik stivhet og frekvens. Største dynamiske faktor for et gitt hastighetsintervall er dermed uavhengig av stivhet på samme måte som for akselerasjon. Videre er dynamisk moment produktet av statisk moment og dynamisk faktor. Ettersom statisk moment for en bro med konstant tverrsnitt er uavhengig av stivhet (kun avhengig av relative stivhetsforhold), vil også det største dynamiske momentet innenfor et visst hastighetsintervall være uavhengig av stivheten. Merk at dynamisk faktor for nedbøyning (forholdet mellom dynamisk nedbøyning og statisk nedbøyning) og dynamisk faktor for moment (forholdet mellom dynamisk moment og statisk moment) ikke nødvendigvis er like. Sammenhengen nevnt her gjelder imidlertid for begge disse dynamiske faktorene, og vises i [56].

For nedbøyning er sammenhengen en litt annen sammenlignet med dynamisk faktor og akselerasjon. Dynamisk nedbøyning er lik statisk nedbøyning fra toget multiplisert med dynamisk faktor (ligning (2.67)). Økt stivhet gir redusert statisk nedbøyning, og største dynamiske faktor på et visst hastighetsintervall er som forklart uavhengig av stivheten til broen. Dette gjør at økt stivhet (og frekvens) gir redusert maksimal dynamisk nedbøyning innenfor et visst intervall av hastigheter. Dette er vist i figur 8.4, der nedbøyningen fra passerende tog på broer med forskjellig frekvens og stivhet er beregnet i Caldintav. Det viser seg videre at maksimalverdiene for nedbøyning er omvendt proporsjonale med stivheten. Dette er vist i vedlegg M. Sammenhengene forutsetter at de «samme resonanstoppe» oppstår på intervallene som undersøkes (iht. ligning (2.73) og (2.74)).



Figur 8.4 - Nedbøyning ved varierende frekvens og konstant masse (spennvidde 15 m, togtype A10, 1 % demping, konstant masse 10 t/m)

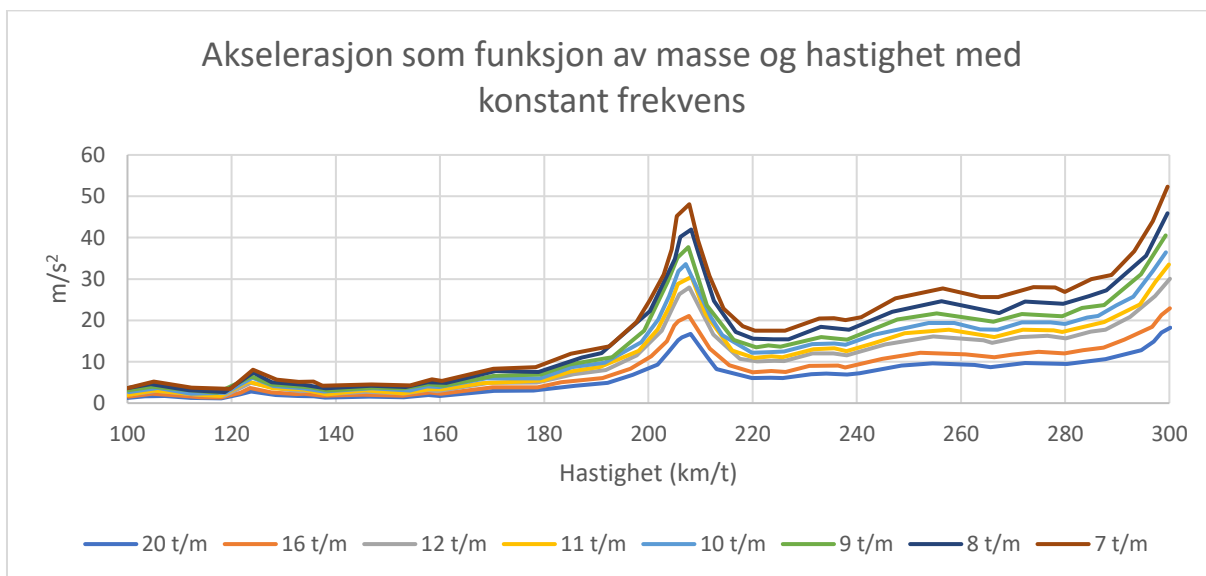
For nedbøyning og moment vil også kontroll av en bro kunne gjennomføres ved å undersøke om de «nærmeste» frekvensene tilfredsstiller kontrollen, og deretter trekke konklusjoner på bakgrunn av dette. Problemet oppstår når én av de nærmeste frekvensfunksjoner gir akseptable lastvirkninger, men den andre ikke. Dette er illustrert i figur 8.5, der akselerasjonen som følge av passerende tog for en tenkt bro med frekvens 7 Hz er plottet. I tillegg er akselerasjonen for frekvensfunksjon 2 og 3 i ZBBD også plottet. Dersom den røde linjen er grensen for akseptabel akselerasjon, ville man basert på akselerasjonen fra frekvensfunksjon 2 og 3 ikke kunnet trekke noen konklusjon, ettersom disse gir betydelig forskjellig maksimal akselerasjon på intervallet. Dermed måtte man gjort mer omfattende og nøyaktige beregninger og noe av hensikten med ZBBD faller bort.



Figur 8.5 - Akselerasjon ved varierende frekvens (spennvidde 15 m, togtype A1, 1 % demping, konstant masse 10 t/m)

### 8.2.2 Masse i ZBBD

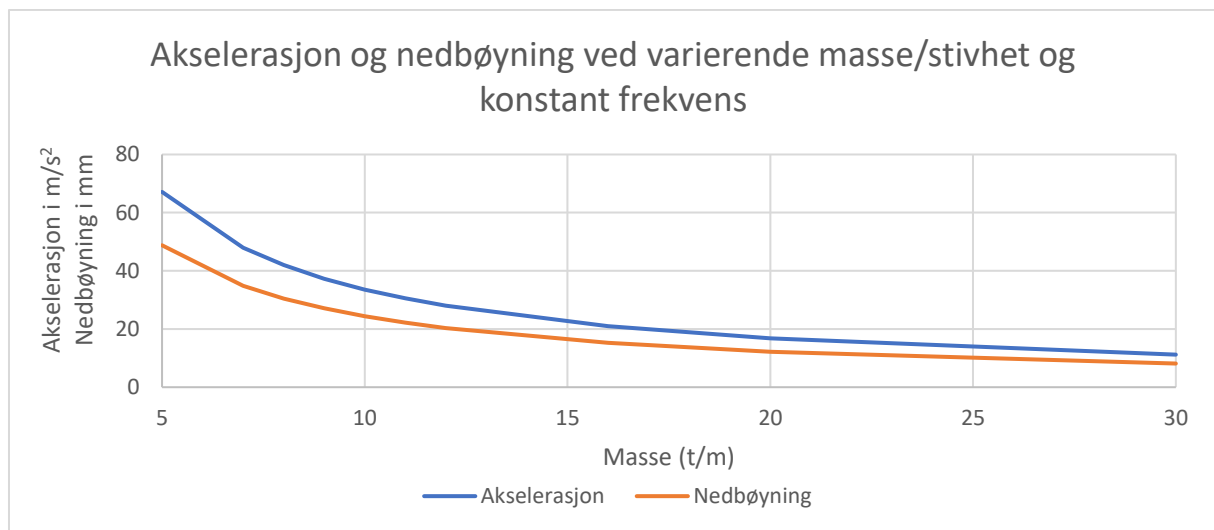
ZBBD er som beskrevet låst til en bromasse på 10 tonn per meter. Broer med masse som avviker i stor grad fra dette vil kunne by på utfordringer. Dette ses i figur 8.6 der akselerasjonen som følge av passerende tog for broer med varierende masse og stivhet, men konstant egenfrekvens lik 6.4 Hz, er plottet for ulike hastigheter. Ettersom egenfrekvensen er proporsjonal med faktoren  $\sqrt{\frac{EI}{m}}$ , vil stivhet og masse være proporsjonale for en gitt frekvens.



Figur 8.6 - Akselerasjon som funksjon av masse og hastighet med konstant frekvens (spennvidde 10 m, togtype A10, 1 % demping, egenfrekvens 6.4 Hz)

Det viser seg derimot at nedbøyning og akselerasjon til en bro med en gitt frekvens er omvendt proporsjonal med broens masse, og dermed også stivheten. Dette er vist i figur 8.7 der akselerasjonen og nedbøyningen for en bro med konstant frekvens, men varierende masse og stivhet

er plottet. Beregningene er gjennomført i Caldintav for én hastighet. Produktet av masse og akselerasjon/nedbøyning er konstant, hvilket beviser at lastvirkningen for en gitt frekvens er omvendt proporsjonal med masse og frekvens (se vedlegg M).



Figur 8.7 - Akselerasjon og nedbøyning ved varierende masse/stivhet og konstant frekvens (Spennvidde 10 m, togtype A10, 1 % demping, hastighet 207 km/t, egenfrekvens 6.4 Hz)

Dynamisk faktor for nedbøyning og moment er derimot uavhengig av masse og stivhet. Det viser seg at for en gitt frekvens vil endring i masse og stivhet ikke endre den dynamiske faktoren. Dette er også vist i vedlegg M, der dynamisk faktor for nedbøyning som følge av passerende tog er beregnet i Caldintav. Broene har lik frekvens, men forskjellig masse og stivhet. Ettersom den dynamiske faktoren for en gitt frekvens og det statiske momentet er uavhengig av massen, vil også det dynamiske momentet være uavhengig av massen. Sammenhengen mellom masse, stivhet og lastvirkninger er også beskrevet i [56].

## 8.3 Beregninger

På Østre linje er det totalt 74 broer, men på grunn av manglende informasjon på tegninger, og broer utenfor ZBBD sitt virkeområde, blir kun 41 av disse undersøkt. Den svenske godstogoperatøren *Green Cargo* har en vogntype som de vurderer å innføre på denne linjen, og Bane NOR ønsker derfor å verifisere et tog bestående av denne vogntypen for nevnt linje. Dette innebærer å se om kapasiteten til broene på linjen er tilstrekkelig.

### 8.3.1 Bromasse

Som nevnt tidligere opererer ZBBD med en masse på 10 tonn per meter. For å kunne benytte ZBBD til screeningen må massen til de 41 broene beregnes, slik at man kan korrigere lastvirkningene som blir hentet ut for de ulike frekvensfunksjonene. Ettersom akselerasjon og nedbøyning for en *gitt frekvens* er omvendt proporsjonal med massen, må resultatet for de ulike frekvensfunksjonene multipliseres med faktoren  $\frac{10000}{m}$ , der m er massen av broen angitt i kg per meter. Slik blir resultatene korrigert for den beregnede massen til broen. Dette er videre forklart i delkapittel 8.2.2. Merk at det ikke gjennomføres beregninger med broenes parametre direkte. I stedet betraktes resultatene fra de

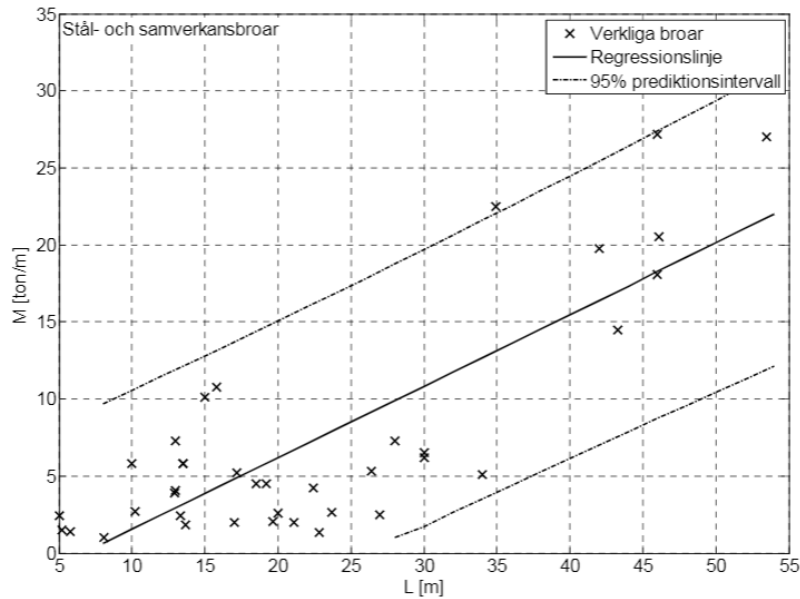
ulike frekvensfunksjonene i ZBBD, og antagelsen er at egenfrekvensen til broene vil havne mellom to av disse funksjonene.

Når massen til broene beregnes, gjøres det antagelser om hvilke materialer broene består av, ettersom mange av tegningene ikke er spesielt detaljerte. Dette brukes til å beregne massen av broen per meter. Beregningene ligger vedlagt i vedlegg O. Ettersom dette er en overslagsberegning, er det noe usikkerhet knyttet til antagelsene. For å være konservativ antas det derfor at en lett betongsville og skinnetype er brukt på broene. Likevel er antagelsene tilstrekkelige for denne typen overslagsberegning, ettersom nærmere kontroller kreves dersom resultatene er i grensesjiktet for hva som er akseptabelt. Antagelsene for materialene som benyttes er oppgitt i tabell 8.1.

Tabell 8.1 - Massen til materialer brukt for å beregne tyngden på broer

Materiale	Masse	Kommentar
Armert betong	2500 kg/m <sup>3</sup>	NS-EN 1991-1-1
Egentyngde stål	7850 kg/m <sup>3</sup>	NS-EN 1991-1-1
Ballasttetthet	2000 kg/m <sup>3</sup>	NS-EN 1991-1-1
Sville	230 kg/stk	Spennbetongsville JBV 97 [57]
Svillemasse	383.33 kg/m	Senteravstand sviller 600 mm [[50], 2.3b)]
Skinner med festeplater	130 kg/m	49 E1 TRV [58]
Treverk	700 kg/m <sup>3</sup>	Antar bøk [59]

For noen av broene eksisterer det kun udetaljerte og utdaterte tegninger. Det velges for disse broene å bruke massen fra tilsvarende broer med lik spennvidde. Derfor betraktes resultatene fra en svensk studie i forbindelse med høyhastighetstog [41]. I denne studien er blant annet massen til ulike stålbroer kartlagt. Resultatet fra denne delen av studien kan ses i figur 8.8. Videre antas det at disse resultatene er anvendbare for norsk jernbane og ikke bare svensk jernbane. I denne oppgaven er det valgt å bruke den laveste massen for hver spennvidde, og ikke følge regresjonslinjen. Dette gjøres fordi dette er en usikker fremgangsmåte, og det velges derfor det mest konservative alternativet.

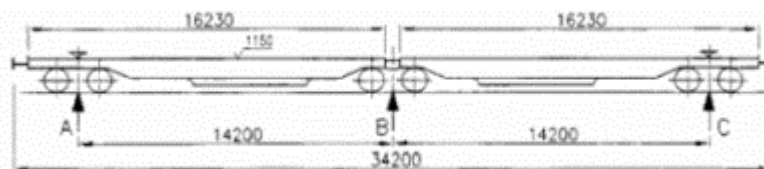


Figur 8.8 - Masse for virkelige broer

For broer med spesielt brede tverrsnitt velges det å anta en effektiv bredde som er mindre enn faktisk bredde. Dette gjøres da disse broene vil oppføre seg mer som plater, og ikke bjelker. Å anta full bredde vil dermed ikke bli konservativt, da ikke hele tverrsnittet deformeres. Det velges derfor å anta en bredde lik bredden på lasten som virker på broen. Dette tilsvarer svillebredden pluss 4:1-fordeling gjennom ballasten til hver side. Ettersom trolig større deler av tverrsnittet vil være virksomt, kan dette antas å være konservativt.

### 8.3.2 Vogntype

Toget som skal kontrolleres har vogner av typen *SDGGMRS* (T2000) [60]. Dette er en type godstog med kombinert tilhenger og containervogner på seks akslinger. Vognene består av to sammenkoblede vognenheter med en vanlig boggiaksel i senter av vognen. Akslene er designet for maksimal aksellast på 22.5 tonn, og derfor brukes denne aksellasten videre i kontrollen. Vognen er illustrert i figur 8.9. Lokomotivet som benyttes er av typen *TRAXX AC3*, og ligger vedlagt i vedlegg P. Hele togets lengde inkludert lokomotiv er 650 meter langt, og lokomotivet er også ønskelig å innføre på Østre linje.



Figur 8.9 - Vogn av type *SDGGMRS* (T2000)

### 8.3.3 Beregningsparametere

#### **Hastigheter**

Screeningen utføres med TSC i ZBBD. På strekningen er største skiltet hastighet 100 km/t, og derfor kontrolleres hastigheter opptil 120 km/t i henhold til delkapittel 2.2.4.2. I tillegg ønsker veileder også å kontrollere for hastigheter opptil 200 km/t for å se om dette er teoretisk mulig. Som beskrevet i delkapittel 2.2.4.1 er det da ikke nødvendig å gjennomføre en dynamisk analyse dersom egenfrekvensene til broene faller innenfor grensene angitt i figur 2.16. Det er da tilstrekkelig å multiplisere resultatene fra statiske beregninger med dynamiske faktorer iht. delkapittel 2.2.4.1. Etersom egenfrekvensene til broene ikke er kartlagt og en dynamisk analyse ved bruk av ZBBD er omtrent like tidkrevende som en statisk analyse, velges det likevel å gjennomføre en dynamisk analyse.

#### **Antall moder og demping**

Beregningene gjennomføres med én mode. Dette gir noe redusert nøyaktighet, men antas likevel tilstrekkelig for denne typen kontroll. I screeningen benyttes de innlagte dempingsfaktorene i ZBBD som samsvarer med den foreslåtte dempingen i Eurokode 1-2. Denne er avhengig av spennvidde og materialtype som forklart i delkapittel 2.2.4.3. Her inkluderes også tilleggsdemping,  $\Delta\zeta$ , for å ta hensyn til interaksjon i henhold til figur 2.17. For hver bro hentes resultatene for nedbøyning, akselerasjon og moment ut. Dette gjøres for hver egenfrekvensfunksjon. I *TSC Chartfilter* gjøres dette ved at man huker av for hvilken demping broen skal ha, i tillegg til hvilken egenfrekvensfunksjon som skal betraktes.

#### **Spennvidde**

De fleste broene som kontrolleres har ett spenn, men det er også en del kontinuerlige broer på linjen. Etersom ZBBD er begrenset til fritt opplagte broer med ett spenn, velges det å anta at de kontinuerlige broene er leddet over opplegg. Dette er bevist å være konservativt i delkapittel 6.5. For kontinuerlige broer med varierende spennvidde, kontrolleres den lengste spennvidden. Forskjellen i spennvidde er imidlertid liten for broene dette gjelder, og det antas derfor å være en akseptabel forenkling.

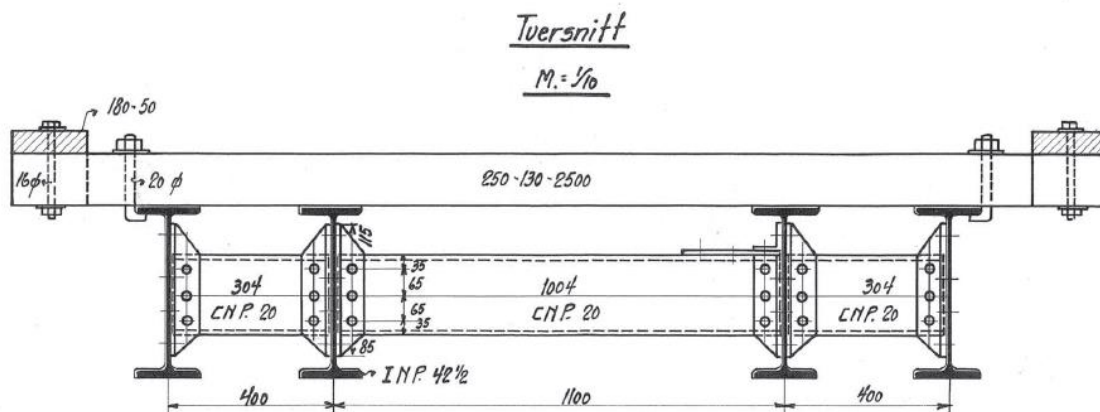
#### **Momentutnyttelse**

Det dynamiske momentet regnes som prosentvis utnyttelse av momentet fra linjekategori D2. Dette gjøres ettersom hele linjen antas å være kontrollert for denne linjekategorien (vedlegg A). I ZBBD kan man som nevnt i delkapittel 5.4 sammenligne det dynamiske momentet fra beregninger, med det statiske momentet fra linjekategorier, inkludert dynamiske faktorer i henhold til delkapittel 2.2.4.1. På denne måten kan man undersøke om momentet fra toget er lavere enn momentet fra linjekategorien, og om broen dermed har tilfredsstillende momentkapasitet. Alternativt finner man ut at momentet fra toget er større enn momentet fra linjekategorien, slik at nærmere kontroll av momentkapasitet er nødvendig.

### 8.3.4 Kontroll med Caldintav og CSiBridge

En nærmere kontroll blir gjennomført i Caldintav for fem ulike broer for å kontrollere hvor frekvensene for de virkelige broene ligger i forhold til frekvensene i ZBBD. Videre gjøres en ekstra kontroll for å bestemme akselerasjon, nedbøyning og dynamisk faktor for disse broene.

Stivheten til de ulike broene blir utregnet for hånd basert på brotegninger, og noen antagelser gjøres for å forenkle arbeidet. De fem broene som kontrolleres mer nøyaktig er valgt fordi det foreligger relativt nøyaktige tegninger, men også fordi noen av disse brotypene gjentar seg langs Østre linje. Brotverrsnittet for bronummer 28 er spesielt interessant, fordi denne standardløsningen gjentar seg hele syv ganger langs Østre linje. Tre av broene bæres av stålbejelker (nr. 4, 14 og 28). Dermed kan stivheten til de ulike stålbroene enkelt beregnes ved hjelp av stålprofilltabeller som ligger vedlagt i vedlegg N. Bidraget til stivhet fra tverrgående stålbejelker, skinner etc. neglisjeres. E-modul for stål settes lik 210 000 N/mm<sup>2</sup>. Et utklipp av broverrsnittet for bronummer 28 vises i figur 8.10. For betongbroene (nr. 41 og 44) antas E-modulen lik 36000 N/mm<sup>2</sup> (betongkvalitet B45) og stivheten beregnes for urisset tverrsnitt.



Figur 8.10 - Tverrsnittstegning for bronummer 28 (Gjengis med tillatelse)

Videre settes beregnet stivhet, masse og spennvidde inn i Caldintav. Caldintav beregner broens egenfrekvens, i tillegg til akselerasjon, nedbøyning og dynamisk faktor. TSC i ZBBD inkluderer den dynamiske faktoren  $\frac{\varphi''}{2}$  i henhold til delkapittel 2.2.4.1 i beregningen av nedbøyning, akselerasjon og moment. Derfor multipliseres også resultatene fra Caldintav med faktoren  $1 + \frac{\varphi''}{2}$  for å få sammenlignbare resultater. En tilføyende kontroll for å kontrollere broens egenfrekvens blir utført for hånd i henhold til ligning (2.25) og (2.26), basert på broens masse, stivhet og lengde.

Ved kontroll av moment brukes Matlab (vedlegg D) da Caldintav ikke beregner moment. Videre beregnes dynamiske faktorer i henhold til delkapittel 2.2.4.1 for å ta hensyn til dynamiske effekter. Broens dynamiske momenter for Green Cargo og D2 bestemmes deretter ved å multiplisere det statiske momentet med de dynamiske faktorene. Dette brukes til å beregne relativ momentutnyttelse, det vil si forholdet mellom dynamisk moment fra Green Cargo og D2.

Alle broene som blir nærmere kontrollert har ett spenn, foruten om bro nr. 41 som har to spenn på 20 m. Denne har i tillegg en mer irregulær geometri ettersom søylene er asymmetrisk plassert om

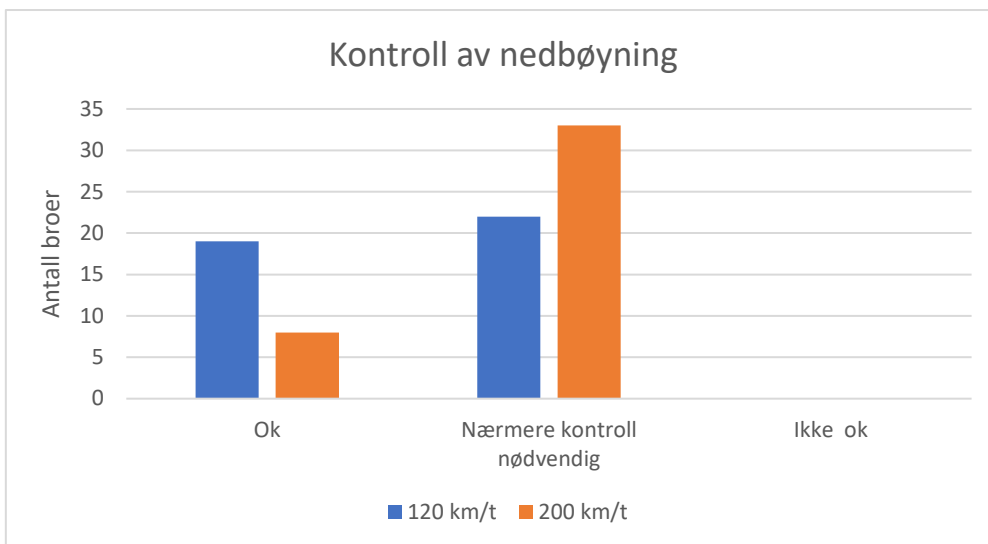
broens senterlinje. Se vedlegg R for tegning av broen. Det er derfor knyttet usikkerhet til hvordan dette påvirker frekvensen til broen, og videre hvordan dette påvirker lastvirkningene. Som en ekstra kontroll blir derfor denne broen modellert i CSiBridge med hensikt å bestemme egenfrekvensen. Det utføres i tillegg en kontroll i Caldintav av en bro med ett spenn på 20 meter, med stivhet hentet fra CSiBridge-modellen. Det betyr at broen antas leddet over midtopplegg for å utføre denne kontrollen, hvilket bevises i delkapittel 6.5 å være konservativt.

## 8.4 Resultater

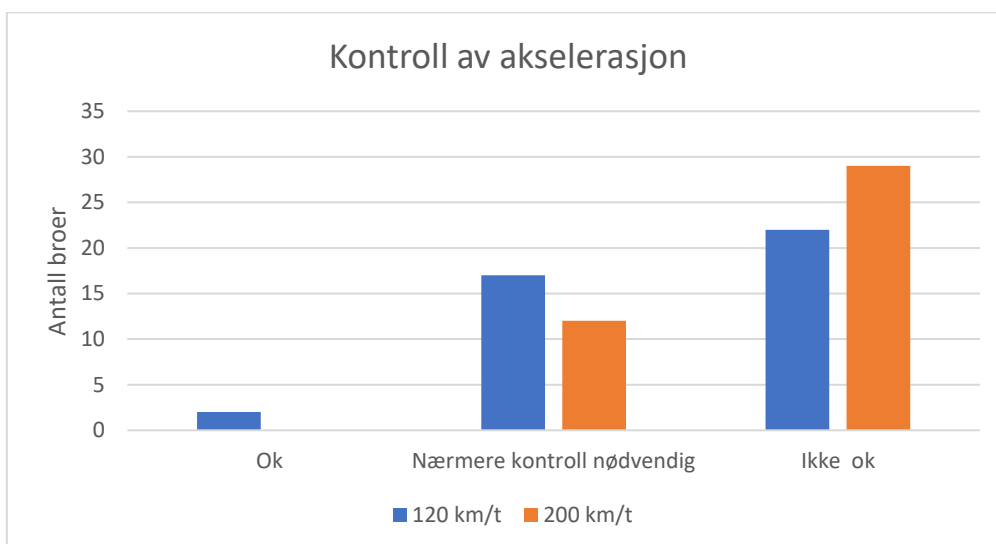
Resultatene fra screeningen utført i ZBBD er gjengitt i vedlagt Excel-fil (vedlegg Æ). Her er akselerasjon, nedbøyning og moment beregnet for de 41 aktuelle broene på Østre linje. I vedlegg O er utregningen for massen til de ulike broene gjengitt. Dette er overslagsverdier som er brukt til å korrigere akselerasjonen og nedbøyningen i screeningen. Nedbøyning og akselerasjon er sammenlignet med tillatte verdier fra Eurokode 0, hvilket er gjengitt i delkapittel 2.2.4.4. Det velges å kontrollere komfortkravene for akselerasjon etter forskyvningskriteriet. I samråd med veileder kontrolleres det for «akseptabel akselerasjon», hvilket tilsvarer  $2 \text{ m/s}^2$ . Dette er fordi toget som kontrolleres er et godstog, og komforten prioriteres derfor i mindre grad. For de fleste broene blir nedbøyningsgrensen imidlertid begrenset til  $\frac{L}{600}$  etter punkt A2.4.4.2.3 i Eurokode 1-2. For moment sammenlignes det dynamiske momentet med momentet fra linjekategorien på linjen, nemlig D2.

Som nevnt beregner ZBBD lastvirkninger for broer med frekvenser fra definerte frekvensfunksjoner. Noe av hensikten med denne delen er derfor å undersøke hvilken betydning frekvensen til broen har for en slik kontroll. Derfor hentes resultatene for de ulike frekvensfunksjonene ut, slik at man kan kontrollere hvilke frekvensfunksjoner som eventuelt gir resultater som tilfredsstillende kontrollen, og hvilke som ikke gjør det. Det vektlegges å undersøke hvilke broer som tilfredsstillende kontrollen for alle frekvensfunksjoner, hvilke som kun tilfredsstillende for noen av funksjonene, og hvilke som ikke tilfredsstillende for noen av dem. Broene som tilfredsstillende kontrollen for kun noen av frekvensfunksjonene behøver nærmere kontroll for å kunne trekke konklusjoner. De som ikke tilfredsstillende for noen av funksjonene kan antas å ikke ha tilstrekkelig kapasitet. Videre kontrolleres det som nevnt for hastigheter opptil 120 km/t og opptil 200 km/t, for å se om dette gir forskjellige konklusjoner. Resultatet fra screeningen er gjengitt i figur 8.11, 8.12 og 8.13 for henholdsvis nedbøyning, akselerasjon og moment. Her ses det hvor mange av broene som er akseptable, hvor mange som behøver nærmere kontroll for å trekke konklusjon, og hvilke som ikke er akseptable.

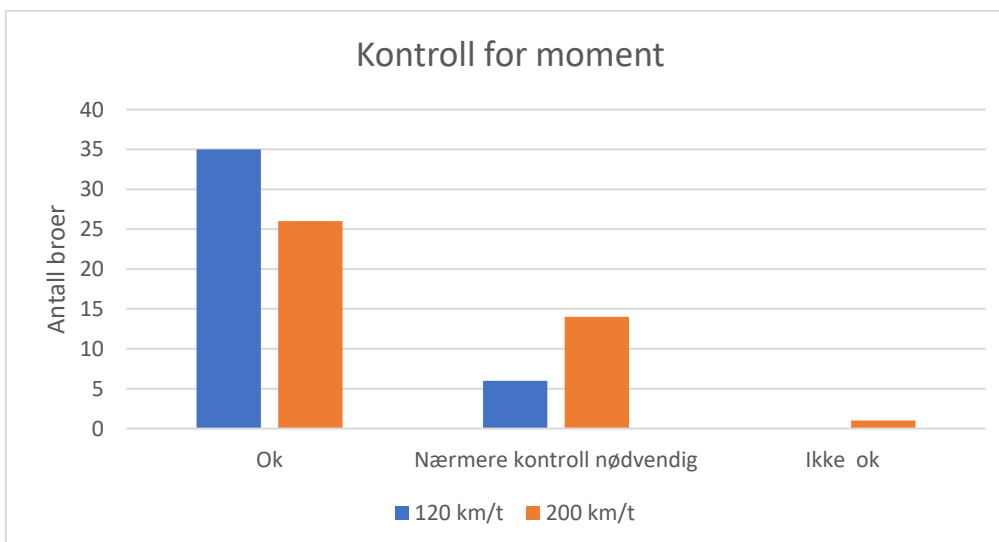




Figur 8.11 - Resultat av screening: nedbøyning



Figur 8.12 - Resultat av screening: akselerasjon



Figur 8.13 - Resultat av screening: moment

For enkelte av broene gjennomføres en videre kontroll ved hjelp av Caldintav. Resultatet fra beregningene er gjengitt i vedlegg Q. Konklusjonen fra beregningene derimot, er gjengitt i tabell 8.2.

Tabell 8.2 - Kontroll mot Caldintav

Bro nr.	Lastvirkning	Før kontroll med Caldintav	Etter kontroll med Caldintav
<b>Bro nr. 4</b>	Nedbøyning	Nærmere kontroll nødvendig	Ok
	Akselerasjon	Ikke ok	Ikke ok
	Moment	Ok	Ok
<b>Bro nr. 14</b>	Nedbøyning	Nærmere kontroll nødvendig	Ok
	Akselerasjon	Nærmere kontroll nødvendig for 120 km/t, ikke ok for 200 km/t	Ok for 120 km/t, ikke ok for 200 km/t
	Moment	Ok	Ok
<b>Bro nr. 28</b>	Nedbøyning	Ok for 120 km/t, nærmere kontroll nødvendig for 200 km/t	Ok
	Akselerasjon	Ikke ok	Ikke ok
	Moment	Ok	Ok
<b>Bro nr. 41</b>	Nedbøyning	Ok for 120 km/t, nærmere kontroll nødvendig for 200 km/t	Ok
	Akselerasjon	Ok for 120 km/t, nærmere kontroll nødvendig for 200 km/t	Ok
	Moment	Nærmere kontroll nødvendig	Ok
<b>Bro nr. 44</b>	Nedbøyning	Ok	Ok
	Akselerasjon	Nærmere kontroll nødvendig	Ok for 120 km/t, ikke ok for 200 km/t
	Moment	Ok	Ok

Bro nr. 41 blir også modellert i CSiBridge med hensikt å bestemme egenfrekvensen til første bøyemode. Dersom man antar at broen er leddet over midtopplegg, og beregner stivhet og masse for hånd for et av spennene, fås en egenfrekvens på 9.74 Hz. I CSiBridge fås en egenfrekvens på 8.52 Hz for den mer nøyaktig modellerte broen. Se vedlegg R for modell i CSiBridge.

## 8.5 Diskusjon

### 8.5.1 Usikkerhet og feilkilder

Det knyttes en del usikkerheter og potensielle feilkilder til kontrollen av Østfoldbanens Østre linje. Først og fremst er det knyttet usikkerhet til beregningen av massen til broene. Her blir det gjort antagelser for tettheten til materialene, men også for dimensjoner som ikke er oppgitt på tegninger. I tillegg blir det for broer med udetaljerte og utdaterte tegninger antatt masse på bakgrunn av statistiske verdier fra svensk jernbane. Videre har det blitt gjort konservative antagelser for massen ved å anta en lett type sville og skinner. For de fleste broene viser det seg imidlertid at de enten er langt innenfor eller utenfor grensene for akseptabel lastvirkning, og at antagelsen om massen til broene derfor spiller en mindre rolle.

### 8.5.2 Vurdering av resultatene fra ZBBD

#### **Nedbøyning**

I figur 8.11 kan det sees at cirka halvparten av broene tilfredsstiller krav til nedbøyning ved 120 km/t, mens halvparten behøver nærmere kontroll for å kunne konkludere. Sistnevnte innebærer at én eller flere av frekvensfunksjonene gir lastvirkninger som ikke er akseptable. For hastigheter opptil 200 km/t er det derimot betydelig flere broer som behøver nærmere kontroll. Samtidig er det ingen broer som underkjennes for alle fem egenfrekvensene i denne kontrollen, hverken for 120 km/t eller 200 km/t.

#### **Akselerasjon**

For akselerasjon er situasjonen en litt annen. I figur 8.12 kan det ses at kun 2 broer gir akseptabel akselerasjon for hastigheter opptil 120 km/t. For hastigheter opptil 200 km/t, derimot, vil ingen broer passere kontrollen i ZBBD. De fleste broene har ikke akseptable akselerasjoner for begge hastigheter. For hastigheter opptil 200 km/t er det hele 29 av 41 broer som ikke passerer kontrollen. For hastigheter opptil 120 km/t er dette antallet redusert til 22 av 41 broer. Det er også en del broer som behøver nærmere kontroll for å kunne konkluderes.

#### **Moment**

Moment er den lastvirkningen som kontrolleres der majoriteten av broene har akseptable verdier. Kun én bro for hastigheter opptil 200 km/t har relativ momentutnyttelse over 100 % for alle frekvensfunksjoner. Det er imidlertid også her en del broer som krever nærmere kontroll for å kunne trekke konklusjoner. Hastigheten det kontrolleres for spiller også en rolle, ettersom betydelig flere broer er akseptable for hastigheter under 120 km/t sammenlignet med 200 km/t.

Oppsummert for de kontrollerte lastvirkningene ses det at de fleste broene behøver nærmere kontroll for å kunne konkludere, selv for hastigheter opptil 120 km/t. Dette betyr at det ikke er mulig å trekke noen konklusjoner for de fleste broene uten å vite egenfrekvensen. Når egenfrekvensen er kjent kan man betrakte frekvensfunksjonen som ligger nærmest, og trekke konklusjoner på bakgrunn av dette. Alternativt vil mange broer kanskje underkjennes eller godkjennes urettmessig.

Basert på resultatene, vil det ikke nødvendigvis være riktig å konkludere at vogntypen til Green Cargo ikke kan innføres. Som nevnt tidligere er maks skiltet hastighet 100 km/t, men på mange steder er den vesentlig lavere enn dette. Dette betyr at hastigheten muligens er lavere på strekninger der

broene er mindre robuste. I tillegg vil godstog ofte kjøre under fartsgrensen, hvilket betyr at toget kjører med hastigheter som er enda lavere enn det som blir kontrollert. Videre er det som nevnt ikke gitt at 100 % relativ momentutnyttelse eller høyere medfører overskridelse av broens momentkapasitet.

### 8.5.3 Nærmere kontroll med Caldintav og CSI

Etter screeningen av Østfoldbanens Østre linje blir enkelte av broene sett nærmere på i Caldintav og CSiBridge. Det blir valgt å se på fem broer, men ettersom noen av broene på linjen er identiske er det i praksis 12 broer som kontrolleres. Fra screeningen viste det seg at alle disse fem broene som ble valgt å se nærmere på, måtte kontrolleres mer detaljert for minst én av lastvirkningene. Når den mer detaljerte kontrollen utføres viser det seg at broene generelt tilfredsstillt kravene for nedbøyning, akselerasjon og moment ved 120 km/t. Et unntak er bro nr. 28 som får uakseptabel akselerasjon. Ved hastigheter opptil 200 km/t er fortsatt moment og nedbøyning akseptable, men akselerasjonen er for høy for bro nr. 14, 28, og 44.

Noe av grunnen til at akselerasjonen generelt ikke er akseptabel for hastigheter opptil 200 km/t, er at toget er et godstog. Det betyr at toget i seg selv er ikke tilpasset for å kunne kjøre i den typen hastigheter og samtidig er ikke broene dimensjonert for de dynamiske effektene som vil oppstå ved så høye hastigheter.

For bro nr. 41 som ble modellert mer nøyaktig i CSiBridge, ligger den håndberegnete egenfrekvensen og egenfrekvensen fra CSiBridge relativt tett opptil hverandre. Begge egenfrekvensene ligger mellom frekvensfunksjonene 2 og 3 i ZBBD. Siden lastvirkningene for begge disse frekvensfunksjonene ligger innenfor kravene, kan det antas at kravene er tilfredsstillt. Unntaket er momentet for hastigheter opptil 200 km/t, der relativ momentutnyttelse overskrider 100 % ved funksjon 3. Lastvirkningene til broen blir derfor også kontrollert i Caldintav. Her er lastvirkningene akseptable for begge hastigheter, også for moment for hastigheter opptil 200 km/t. Denne kontrollen er imidlertid gjennomført for en bro med ett spenn på 20 m. Dette er bevist å være konservativt, og skal derfor ikke endre konklusjonen. Det er dog knyttet mer usikkerhet til denne broen grunnet irregulær geometri, og den burde derfor vurderes å bli kontrollert mer nøyaktig.

### 8.5.4 Begrensninger i ZBBD

Å bruke ZBBD til å utføre en screening er relativt lett og oversiktlig i seg selv. Derimot så er den forhåndsbestemte massen på 10 t/m i tillegg til de fem frekvensfunksjonene ZBBD tilbyr, programvarens største begrensninger. Dette er fordi valg av frekvens gir store forskjeller i resultater. Hvis egenfrekvensen til broen er kjent, må broen vurderes ved å betrakte lastvirkningene til de to frekvensfunksjonene som ligger nærmest egenfrekvensen. Kun på denne måten kan det trekkes konklusjoner for broen. For å beregne massen og egenfrekvensen må det gjøres antagelser, og for broer med lite detaljerte tegninger kan dette være tidkrevende. Dette fører igjen til at programmet mister noe av sin hensikt. Ettersom det er konservativt å regne en kontinuerlig bro som leddet over opplegg, knyttes det usikkerhet til hvor mange broer som vil underkjennes urettmessig ettersom antagelsen kan være i overkant konservativ. Det er heller ikke mulig å få resultatene i tabellform, hvilket kunne forenklet arbeidet noe.

## 9 Kontroll for høyhastighetstog

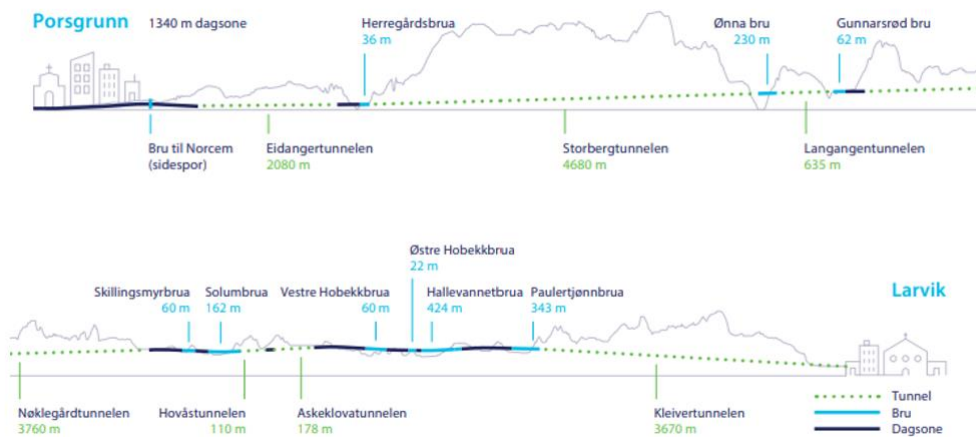
### 9.1 Innledning

Caldintav har mulighet til å gjennomføre beregninger for kontinuerlige broer med ulike spennvidder. I denne delen er hensikten å undersøke hvor anvendelig Caldintav er for mer komplekse broer. Det gjennomføres derfor beregninger i Caldintav som skal sammenlignes med resultater fra modeller i tynge programvare. På denne måten kan det avdekkes i hvilken grad den forenklete modellen i Caldintav gir nøyaktige resultater i forhold til en mer realistisk modell. Det velges å bruke CSiBridge som referanse, da programvaren gir mulighet til å modellere broer med kompleks geometri raskt og relativt nøyaktig. Beregningene gjennomføres for tre ulike broer med et utvalg togtyper.

De tre broene som blir nærmere undersøkt ligger på den nye jernbanelinjen mellom Larvik og Porsgrunn. Linjen er markert i blått på figur 9.1. Dette prosjektet er en del av Intercity-satsingen på Østlandet som ble nevnt i delkapittel 1.1. Den ble åpnet for trafikk i 2018, og den største gevinsten er en reduksjon fra tidligere reisetid på 34 til 12 minutter. Linjen består blant annet av 22.5 km med dobbeltspor, 7 tunneler og 10 broer [61]. Linjen mellom Larvik og Porsgrunn består av flerspennsbroer med varierende geometri og kompleksitet. Valg av broer blir gjort med bakgrunn i et ønske om et bredere sammenligningsgrunnlag for Caldintav. Broene som kontrolleres er derfor Ønna bro, Vestre Hobekk bro og Hallevannet bro, fordi disse broene har ulike interessante egenskaper som skiller dem. Broenes plassering på linjen kan ses på figur 9.2.



Figur 9.1 - Linjen mellom Larvik og Porsgrunn i blått. Figur: Bane NOR (gjengis med tillatelse)



Figur 9.2 - Larvik - Porsgrunn linjen. Figur: Bane NOR (gjengis med tillatelse)

Linjen har en makshastighet på 250 km/t, også på broene. Broene har derimot kun blitt kontrollert for de to togtypene *Type 3* og *Type 4* [[28], tillegg D] og ikke for HSLM-A. Grunnen til dette er at prosjektet ble endret etter igangsettelse, blant annet med økte hastigheter på opptil 250 km/t. Det ble dermed gjennomført kontroller med andre lastmodeller enn det som spesifiseres i teknisk regelverk og Eurokode 1-2. Disse kontrollene viste imidlertid at broene er innenfor kravene med god margin. Det er likevel ønskelig å kontrollere broene for HSLM-A, da dette er i tråd med gjeldende regelverk for linjer planlagt for internasjonal trafikk.

### 9.1.1 Ønna bro

Ønna bro krysser over Markavegen innerst i Langangsfjorden. Broen er 38 meter høy og løper inn i en tunnel i hver ende, Langangertunnelen i øst og Storbergettunnelen i vest. Broen består av 5 spenn hvor det lengste spennet er på 50 meter. Spennene understøttes av massive betongsøyler som er innspent i overbygningen. Broens overbygning er designet som en kassebro i betong av rektangulær form, og har en total høyde på 4 meter og bredde på 11 meter. Oppriss av broen og tverrsnittsdata er vedlagt i vedlegg S.



Figur 9.3 - Ønna bro Foto: Jarle Foss for Bane NOR (gjengis med tillatelse)



Figur 9.4 - Ønna bro: modell i CSiBridge

Modelleringen av broen i CSiBridge blir utført via programmets «Quick Bridge»-funksjon. Brotversnittet blir modellert med utgangspunkt i *Concrete box* og tilpasset til tegning etter beste evne. Videre blir broen definert med en helning på 3.79 ‰ og en horisontalkurvatur med radius lik 4004 meter. Opplagerbetingelsene ved landkar modelleres som fastlager og glidelager i hver sin ende, og søylene modelleres innspent i brodekket i tråd med tegningsgrunnlaget. Søylene har variabel bredde, men for enkelhets skyld antas en konstant bredde i modellen. Betongkvaliteten som brukes under modelleringen av broen er av klasse B45 som vist på tegning, med en elastisitetsmodul på 36000 N/mm<sup>2</sup>. Broen er tilpasset med to spor i motgående kjøreretninger med tilsvarende bredde som avstanden mellom skinnene på ca. 1.5 meter. Sporene er modellert eksentrisk i forhold til senterlinjen.

### 9.1.2 Vestre Hobekk bro

En av de andre broene som kontrolleres er Vestre Hobekk bro. Den ligger plassert på Hobekk og krysser over E18. Broen er en kontinuerlig bro bestående av tre spenn hvor det lengste spennet er 22 meter. Broen er en betongplatebro med konstant massivt tverrsnitt med en bredde på 11.7 meter og en høyde på 1.5 meter. Søylene som bærer overbygningen, har et massivt sirkulært tverrsnitt og står midt under hvert sitt spor. Disse er plassert med forskjellig avstand fra landkar, slik at de står skjev plassert med en vinkel på 38 grader i forhold til broens senterlinje. Oppriss av broen og tverrsnittsdata er vedlagt i vedlegg T.



Figur 9.5 - Vestre Hobekk bro. Foto: Anne Mette Storvik for Bane NOR (Gjengis med tillatelse)



Figur 9.6 - Vestre Hobekk bro: Modell i CSiBridge

I CSiBridge blir modelleringen av broen utført med plattetverrsnitt som tilpasses tegningsgrunnlaget. Det blir definert en vertikalhelning på 4.05 ‰ østover i broens lengderetning. Opplagerbetingelsene ved landkaret i øst blir modellert med et fastlager, og landkaret i vest og søylene blir modellert med glidelagerforbindelser til overbygningen. Betongklassen som blir brukt under modelleringen av broen er av klasse B45 som vist på tegning, med en elastisitetsmodul på 36000 N/mm<sup>2</sup>.

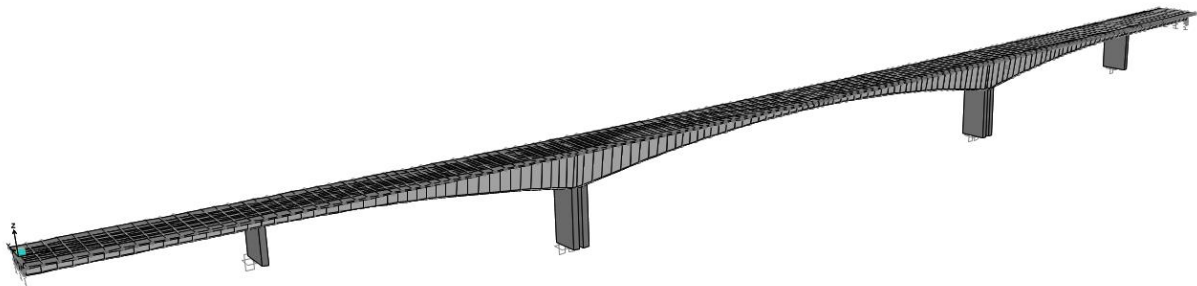
### 9.1.3 Hallevannet bro

Hallevannet bro krysser over Hallevannet utenfor Larvik. Broen er 436 m lang og er Nord-Europas lengste fritt frambygg-jernbanebro [62]. Den har 5 spenn, og er også den lengste broen som er bygget som en del av Larvik-Porsgrunn prosjektet. På grunn av sin estetiske utforming ble broen nominert til prisen Betongtavlen 2018 [63]. Broen er en betongkassebro med varierende tverrsnitt, der høyden på tverrsnittet varierer mellom 2.8 meter og 10.8 meter, men med en konstant bredde på 16 m. Videre er broen støttet opp av massive søyler som enten er innspent i brobanen eller forbundet med glidelagre. Oppriss av broen og tverrsnittsdata er vedlagt i vedlegg U.





Figur 9.7 - Hallevannet Bro. Foto: Jarle Foss for Bane NOR (gjengis med tillatelse)



Figur 9.8 - Hallevannet bro: modell i CSI Bridge

I CSI Bridge blir broen modellert med utgangspunkt i Concrete Box, der dimensjoner hentes fra tegningsgrunnlaget. Det varierende tverrsnittet modelleres ved å legge inn *parametric variation* slik at tykkelsen på bunnen og toppen av kassen, høyden av tverrsnittet, og bredden av bunnen varierer i en parabelform. Det legges også inn en vertikalhelning på 4.05 ‰ og en horisontalkurvatur med radius lik 4004.7 meter. Landkarene modelleres som glidelagre som er fastholdt i vertikalretning. Brobanen modelleres med glidelagerforbindelser til søylene nærmest endene, mens søylene nærmest det midterste spennet antas innspent i overbygningen iht. tegningsgrunnlaget. Søylene har variabel bredde, men for enkelhets skyld antas en konstant bredde. Betongkvaliteten er av klasse B65, men E-modulen i modellen begrenses til 37000 N/mm<sup>2</sup> iht. delkapittel 2.2.4.3.

## 9.2 Beregninger

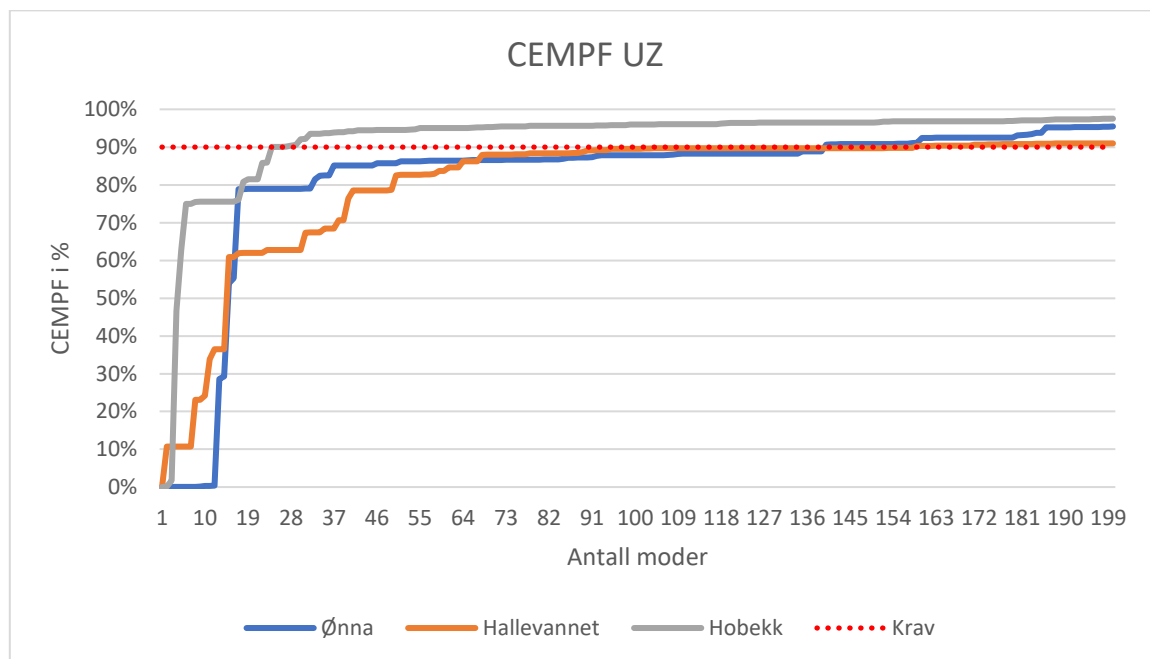
### 9.2.1 Forutsetninger og antagelser

For å gjennomføre beregninger for slike komplekse konstruksjoner gjøres det en rekke antagelser og forutsetninger. De mest fremtredende antagelsene listes opp her:

- I CSI Bridge modelleres broens overbygning med skallelementer og søylene som rammelementer.
- Søylene antas innspent i bakken, og virkningene grunnforholdene har på broenes stivhet neglisjeres derfor. Dette gjøres fordi broene er fundamentert på fjell og fundamentene er boltet fast.
- Tverrsnittene antas å være urisnet i bruksgrensetilstand da de kan antas å være forspente.
- Materialene antas å være lineærelastiske grunnet relativt små deformasjoner.
- Ballast og skinner gir kun bidrag til masse, ikke til stivhet.

## 9.2.2 Løsningsmetode

Det velges å anvende modal THA fremfor Newmark grunnet store tidsbesparelser. Ved modal THA anvendes en mer forenklet integrasjonsmetode som betrakter den dynamiske responsen for hver mode, sammenlignet med Newmark som anvender direkte integrasjon for de ulike frihetsgradene og dermed er en «eksakt» løsning [64]. Modal THA gir dog tilstrekkelig nøyaktighet sammenlignet med Newmark dersom tilstrekkelig antall moder inkluderes i analysen. Hva som regnes som tilstrekkelig i dette tilfellet avhenger av modenes *effective mass participation factor* (EMPF). EMPF representerer prosentandelen av systemets masse som bidrar i de ulike retningene, for en bestemt mode. En mode med stor EMPF er vanligvis en betydelig bidragsyter til et systems dynamiske respons i en bestemt retning [65]. Hver enkelt modes bidrag summeres opp til *cumulative effective mass participation factor* (CEMPF). CEMPF på 80-90 % i en gitt retning antas som regel å være tilstrekkelig for å oppnå god nøyaktighet [66]. Det velges derfor å kontrollere at analysene gjennomføres med så mange moder at CEMPF er større enn 90 %. Hvor mange moder som må inkluderes for å oppnå en CEMPF på over 90 % i vertikal retning varierer for de tre broene som kontrolleres, se figur 9.9. For enkelhets skyld inkluderes 200 moder for alle broene i analysen. Beregningene i Caldintav gjennomføres med kun 10 moder, men dette antas tilstrekkelig ettersom modellen i Caldintav er vesentlig mindre kompleks.



Figur 9.9 - CEMPF i vertikal retning for de tre broene

## 9.2.3 Damping

Konstant damping anvendes for de tre ulike broene i analysen. Damping er som nevnt ingen eksakt vitenskap, og det er enda større kompleksitet knyttet til damping for flerspennsbroer. Anil K. Chopra skriver imidlertid i *Dynamics of structures* at «Det anbefales å bruke dempingsforholdet for første mode for alle høyere moder. Data tilgjengelig for dempingsforholdet til høyere moder viser ingen systematisk variasjon for å forsvare en annen anbefaling» [[21], s. 437]. Dette er også i tråd med Eurokode 1-2 som kun foreslår nedre grense for damping, uavhengig av antall moder. Ettersom broene har spenn over 20 m og antas å være forspent, velges det å bruke 1 % damping for alle broene iht. tabell 2.3.

Andre kilder hevder derimot at konstant demping for alle moder ikke er nøyaktig [67]. Rayleigh-demping kan dermed anvendes for å få variabel demping for de ulike modene, som beskrevet i delkapittel 2.1.3.2. Ved bruk av Rayleigh-demping må som nevnt dempingsfaktorene spesifiseres for to frekvenser, slik at alle modene som bidrar vesentlig til responsen får en fornuftig dempingsfaktor. En løsning på hva som vurderes som et fornuftig valg av frekvenser for flerspennsbroer, er å bruke de to frekvensene der CEMPF passerer henholdsvis 20 % og 80 % i vertikal retning [68]. Dette vil føre til at modene mellom disse får en demping som er lavere enn 1 %, og resterende moder får en høyere demping. En kontroll utføres for Vestre Hobekk bro med bruk av Rayleigh-demping, og resultatene sammenlignes med forsøkene utført med konstant demping.

## 9.2.4 Bromasse og -stivhet

For å ta hensyn til påvirkningen som ballast, skinner og sviller har på broens egenfrekvens, konverteres de permanente lastene til en del av broens egenvekt via *Mass Source* i CSiBridge. Dette gjøres for å oppnå en mer realistisk egenfrekvens og dynamisk respons for broene. Plasseringen av ballast, skinner og sviller på brobanen samt ballasttykkelsen baseres på tegningsgrunnlaget. Lastfordelingen av skinner og sviller gjennom ballast utføres med et 4:1 forhold i henhold til delkapittel 2.2.2. Vekten av skinner og sviller antas likt som i kapittel 8. Videre neglisjeres vekt av rekkverk og master på broen. Det modelleres heller ikke med en øvre og nedre grense for masse iht. 2.2.4.3. I stedet velges det kun å bruke én bromasse med ballasttetthet fra Eurokode 1-1 (2000 kg/m<sup>3</sup>).

For å sammenligne bromodellen fra CSiBridge med Caldintav må stivheten til broen skrives inn i Caldintav. For Ønna bro og Vestre Hobekk bro hentes stivhet direkte fra CSiBridge. Masse beregnes på bakgrunn av tverrsnittsareal, tyngden til betongen og tyngden til ballast, skinner og sviller. Ettersom Caldintav kun opererer med konstante tverrsnitt, er ikke dette mulig for Hallevannet bro. Hallevannet bro har 2. arealmoment som varierer mellom 16.5 m<sup>4</sup> og 493 m<sup>4</sup>. Å bruke gjennomsnittet av disse to vil heller ikke være en fornuftig tilnærming. Det velges derfor å bruke en ekvivalent stivhet som gir lik nedbøyning på det midterste spennet. Nedbøyningen i et bestemt punkt på en kontinuerlig bro med en bestemt last er omvendt proporsjonal med stivheten.

$$\delta = \frac{k}{EI} \quad (9.1)$$

Her er  $k$  en konstant som avhenger av spennvidde og laster. Videre modelleres det i RSA en kontinuerlig bjelke med samme spennvidde som modellen i CSiBridge. Denne bjelken har et vilkårlig tverrsnitt med stivhet  $EI_{ref}$ . På modellen i CSiBridge påføres en referanselast på 1 kN/m<sup>2</sup>. På referansemodellen påføres en linjelast med størrelse 1 kN/m<sup>2</sup> multiplisert med bredden av tverrsnittet til broen. Dermed vil begge modellene påføres den samme referanselasten. Konstanten  $k$  antas å være lik for modellen i CSiBridge og referansemodellen ettersom spennviddene og lasten er lik. Dermed skal den ekvivalente stivheten til CSiBridge-modellen,  $EI_{ekv}$  kunne uttrykkes som

$$EI_{ekv} = EI_{ref} \frac{\delta_{ref}}{\delta} \quad (9.2)$$

Der  $\delta_{ref}$  er nedbøyning til referansemodellen i RSA, og  $\delta$  er nedbøyningen i CSiBridge. Ettersom høyden til tverrsnittet varierer, vil også bromassen variere. En tilsvarende fremgangsmåte brukes derfor også til å beregne massen til broen. Ettersom massen kan betraktes som en påført last, og statisk nedbøyning er proporsjonal med påført last, vil nedbøyningen fra egenlast kunne skrives som

$$\delta = k \cdot m \quad (9.3)$$

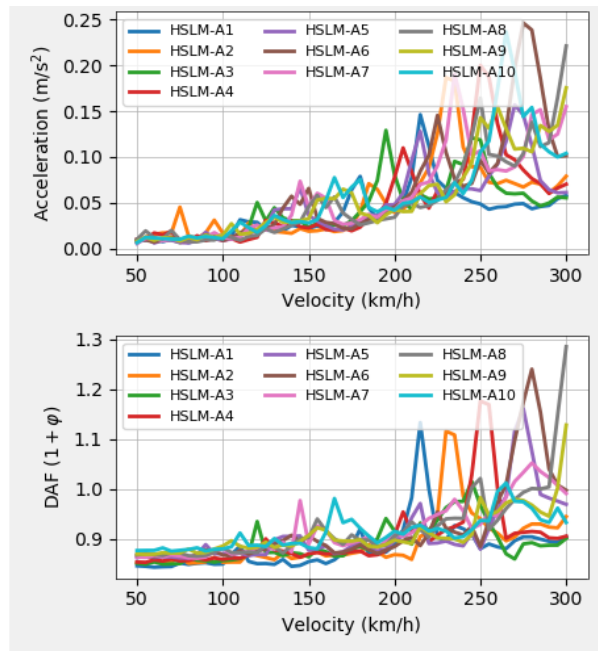
I RSA modelleres et tverrsnitt med stivhet bestemt av ligning (9.2). Massen til denne modellen,  $m_{ref}$ , beregnes basert på tettheten til materialet og tverrsnittets dimensjoner. Videre beregnes nedbøyning fra egenlasten i både RSA og i CSiBridge. Den ekvivalente massen til CSiBridge-modellen,  $m_{ekv}$ , kan videre uttrykkes som

$$m_{ekv} = m_{ref} \frac{\delta}{\delta_{ref}} \quad (9.4)$$

Denne stivheten og tyngden brukes videre til å beregne responsen til broen i Caldintav. Det gjennomføres også forsøk med å bruke stivheten og massen til tverrsnittet på den smaleste delen av broen. Dette er trolig en mer konservativ fremgangsmåte. Broparametere brukt for beregninger i Caldintav er vedlagt i vedlegg V.

### 9.2.5 Togtyper

I utgangspunktet skal broer som skal kontrolleres for høyhastighetstog kontrolleres for alle HSLM-A togtypene iht. Eurokode 1-2, tabell 6.4. For å begrense omfanget blir kun et utvalg tog kontrollert på broene. Valget av tog gjøres på bakgrunn av en analyse i Caldintav med alle HSLM-A togene. Togtypene som gir de største lastvirkningene i Caldintav kontrolleres i CSiBridge. Antagelsen er dermed at togtypen som gir størst lastvirkning i Caldintav, også vil gi størst lastvirkning i CSiBridge. Hvilken togtype som gir størst lastvirkning avhenger av hvilket spenn man kontrollerer, og en samlet vurdering gjøres for å velge de togtypene som gir størst virkning. Togtypene som kontrolleres varierer derfor fra bro til bro. I figur 9.10 vises resultater for DAF og akselerasjon fra analysen i Caldintav med alle togtyper for Ønna bro, midt på tredje spenn. Basert på disse resultatene velges HSLM-A6 som mest kritisk for Ønna bro, ettersom denne togtypen gir størst akselerasjon. For første spenn er imidlertid HSLM-A1 mest kritisk. Det velges derfor å kontrollere disse to togtypene for Ønna bro i CSiBridge. Tilsvarende beregninger gjennomføres for Hallevannet og Vestre Hobekk bro. Resultatet av beregningene i Caldintav er vedlagt i vedlegg V. I tabell 9.1 vises de mest kritiske togtypene for de ulike broene. Aksellastene til togene modelleres som to punktlaster med sporvidde 1.5 m, og toglasten påføres kun for ett av sporene iht. [[28], tabell 6.5].



Figur 9.10 - Ønna bro: Akselerasjon og DAF midt på tredje spenn med HSLM-A

Tabell 9.1 - Mest kritiske togtyper

Bro	Mest kritiske togtyper
Ønna	A1, A6
Vestre Hobekk	A6, A7
Hallevannet	A9, A10

### 9.2.6 Hastigheter

Høyeste skiltet hastighet på linjen er 250 km/t, og det må derfor kontrolleres for hastigheter opptil 300 km/t i henhold til delkapittel 2.2.4.2. Beregningene i CSiBridge gjennomføres med hastigheter fra 200 km/t opptil 300 km/t og med hastighetssteg på 10 km/t. Det antas derfor at de største lastvirkningene opptrer på dette intervallet. Rundt resonanstopper velges det imidlertid å bruke et mindre hastighetssteg på 2 km/t i henhold til delkapittel 2.2.4.2. I Caldintav gjennomføres beregningene for å bestemme kritiske togtyper med hastigheter mellom 50 km/t og 300 km/t, og med hastighetssteg 5 km/t. Videre gjennomføres det også beregninger med hastigheter fra 200 km/t til 300 km/t med hastighetssteg 1 km/t. Dette gjøres for togtypene som skal sammenlignes med resultatene fra CSiBridge.

### 9.3 Resultater

Hensikten med denne delen er først og fremst å kontrollere om Caldintav gir fornuftige resultater for mer komplekse broer. Lastvirkningene som kontrolleres for de tre ulike broene er nedbøyning og akselerasjon. I Caldintav beregnes DAF for hastighetene på et intervall. Derfor beregnes statistisk nedbøyning i CSiBridge slik at dynamisk faktor kan beregnes og sammenlignes med resultatene fra Caldintav. Maksverdier fra midt på første, andre og tredje spenn hentes ut for alle hastigheter i

CSiBridge. Lastvirkningene hentes ut for et ledd midt i spennet som ligger langs sporet. For DAF og akselerasjon i Caldintav blir resultatene hentet ut manuelt med Graph Grabber for å sammenligne med resultatene fra CSiBridge. Disse resultatene er gjengitt i vedlegg W, X og Y for henholdsvis Ønna, Vestre Hobekk og Hallevannet bro, og oppsummert i 9.3.1.

Videre kontrolleres også lastvirkningene opp imot tillatte verdier fra Eurokode 1-2. Dette gjøres først og fremst for å vurdere hvilken feilmargen som kan anses som akseptabel i en slik kontroll. Kravene til akselerasjon av hensyn til trafiksikkerhet blir  $3.5 \text{ m/s}^2$  iht. delkapittel 2.2.4.4. Krav til akselerasjon av hensyn til passasjerkomfort påvises ved bruk av forskyvningskriteriet. Det velges en tillatt akselerasjon på  $1.0 \text{ m/s}^2$  som svarer til «svært god» komfort. Dermed kan figur 2.18 brukes for å bestemme maksimal tillat nedbøyning.

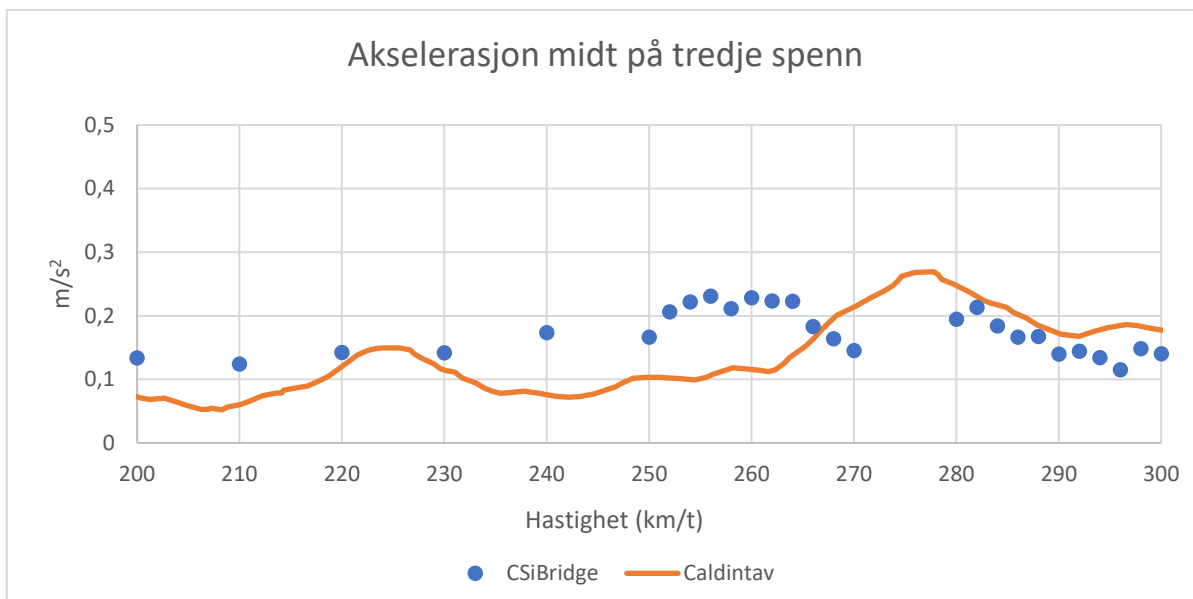
Det er også interessant å kontrollere om broene på linjen kan godkjennes for HSLM, og derfor velges det å hente ut de største felt- og støttemomentene ved de ulike hastighetene i CSiBridge. Ettersom broene er dimensjonert for LM71, lages det også et bevegelig last-tilfelle for et LM71-tog. På denne måten kan det dynamiske momentet fra HSLM-A tog kontrolleres for relativ momentutnyttelse i forhold til momentet fra LM71. Lengden til LM71 er ikke begrenset, som vist i figur 2.7, og det velges derfor å definere den jevnt fordelte lasten over hele lengden av broen. I tillegg utføres et bevegelig lasttilfelle for aksellastene til LM71. Aksellastene reduseres imidlertid med 128 kN for å motvirke bidraget fra den jevnt fordelte lasten hvor aksellastene virker alene. Ved bruk av superposisjonsprinsippet blir virkningen fra disse to lasttilfellene summert for å finne de største statiske momentene fra LM71. Dynamisk faktor for LM71,  $\Phi_2$ , bestemmes på bakgrunn av bestemmende lastlengde. For kontinuerlige broer finnes bestemmende lastlengde etter tabell 6.2 i Eurokode 1-2. Den dynamiske faktoren regnes ut etter ligning (2.58) for godt vedlikeholdte spor. For Ønna og Hallevannet bro blir dynamisk faktor  $\Phi_2$  under 1, mens  $\Phi_2$  blir 1.12 for Vestre Hobekk bro. Momentene fra LM71 på Vestre Hobekk bro multipliseres derfor med denne faktoren. For Vestfoldbanen settes  $\alpha=1.0$  iht. delkapittel 2.2.2.1. Resultatene for kontroll av høyhastighetstog er gjengitt i 9.3.2.

### 9.3.1 Sammenligning av CSiBridge og Caldintav

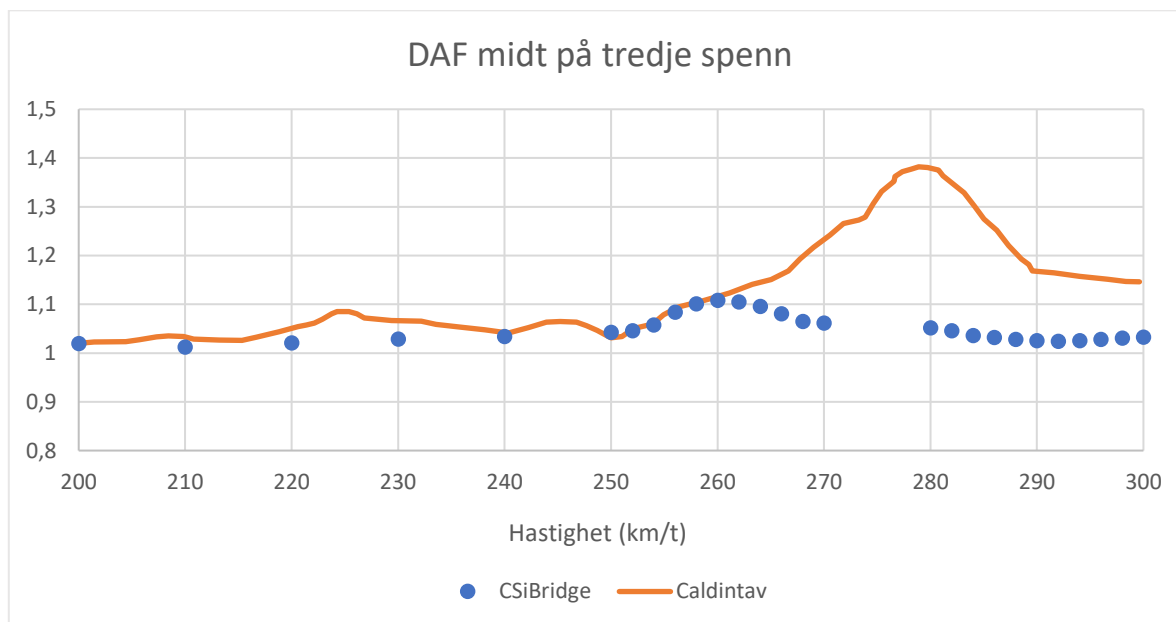
#### Ønna bro

Eksempel på resultater for Ønna bro vises i figur 9.11, der akselerasjon for tredje spenn er beregnet i Caldintav og i CSiBridge med togtype HSLM-A6. Her ses det at formen på grafene ligner en god del, men at resonanstoppen er forskjøvet. Det er imidlertid maksimalverdien på intervallet som er mest interessant, og avviket for maksimalverdi i Caldintav i forhold til CSiBridge er på cirka 18 %. For de andre spennene og den andre togtypen derimot, er avviket mellom 16 % og 45 %.

DAF midt på tredje spenn er vist i figur 9.12. Her kan man se hvordan overensstemmelsen mellom Caldintav og CSiBridge varierer med hastigheten. Amplituden er størst i Caldintav ved 280 km/t med et avvik på 24 % sammenlignet med maksverdien fra CSiBridge. For de andre spennene og den andre togtypen, ligger avviket mellom 18 % og 27 %.



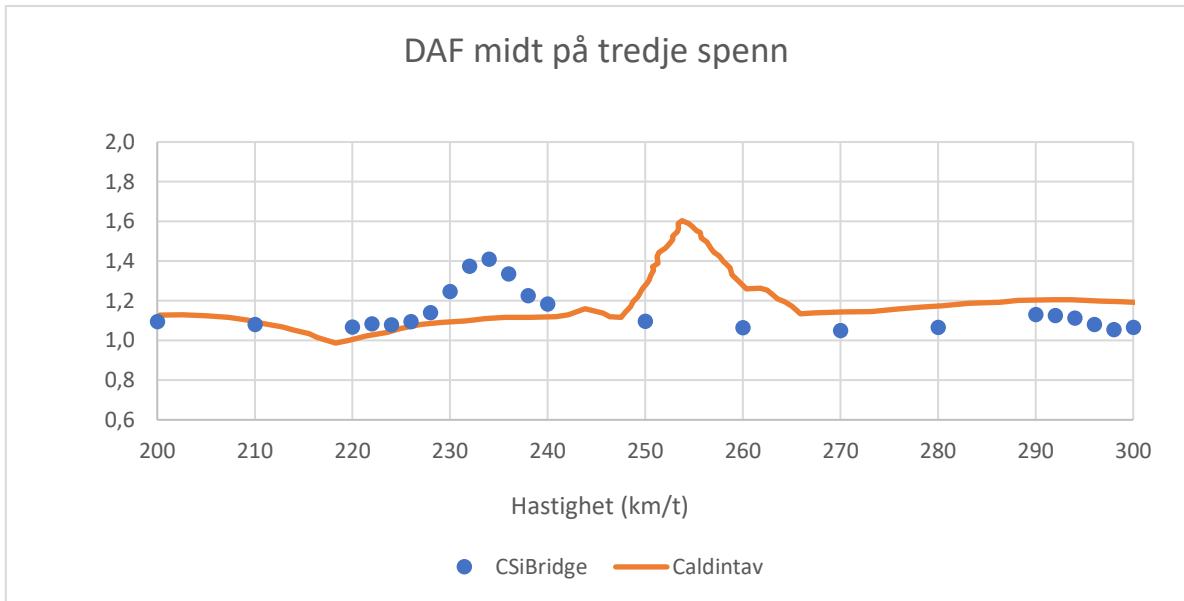
Figur 9.11 - Akselerasjon midt på tredje spenn med HSLM-A6 (Ønna bro)



Figur 9.12 - DAF midt på tredje spenn med HSLM-A6 (Ønna bro)

### Vestre Hobekk bro

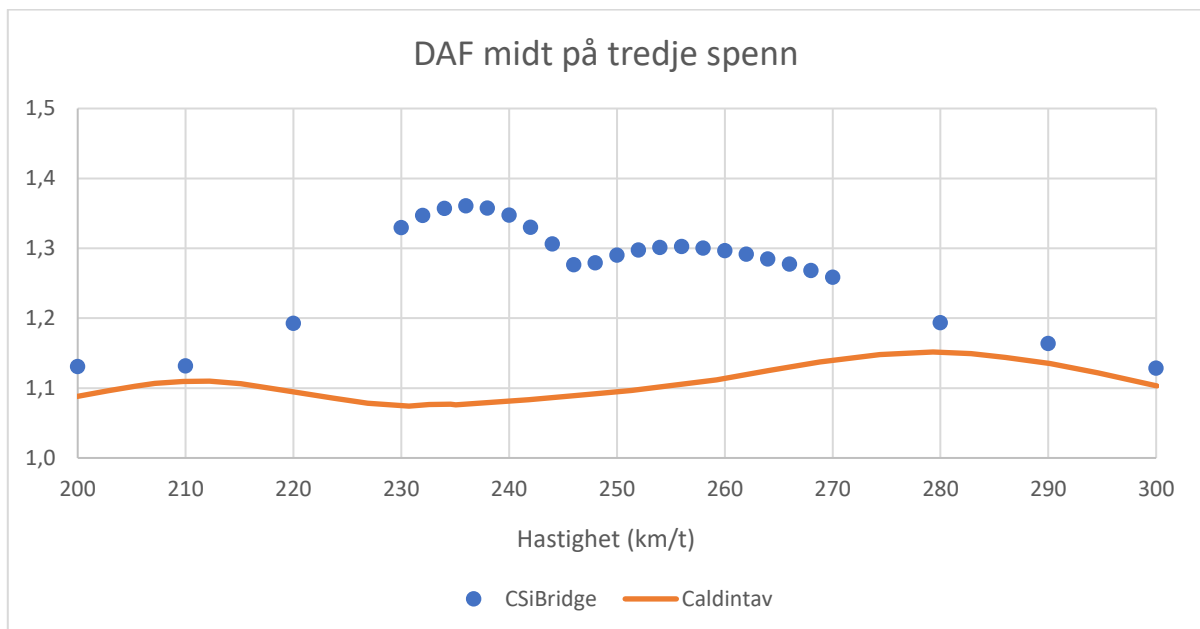
Eksempel på resultater er gitt i figur 9.13, der DAF for tredje spenn er beregnet i CSiBridge og Caldintav for togtype HSLM-A7. Her observeres det at formen på grafene stemmer relativt godt overens, men at toppene har forskjøvet seg i tillegg til at de har ulik amplitude. Avviket til maksimalverdi i Caldintav i forhold til CSiBridge er på 13 %, men for de andre spennene og togtypene ligger avvikene på mellom 5 % og 50 %. For akselerasjonen er avviket betydelig større og ligger mellom 15 % og 139 %. Fra resultatene kan det også ses at Caldintav generelt har høyere maksimalverdi.



Figur 9.11 - DAF midt på tredje spenn med HSLM-A7 (Vestre Hobekk bro)

### Halle vannet bro

Eksempel på resultater er gitt i figur 9.14, der DAF for tredje spenn er beregnet i Caldintav og i CSiBridge. Her ses det at formen på grafene viser lite overensstemmelse, men som nevnt er det største verdi på intervallet som er mest interessant. Avviket til maksimalverdi i Caldintav i forhold til CSiBridge er på cirka 15 %. For de andre spennene og den andre togtypen derimot, er avviket mellom 19 % og 28 %. For akselerasjon er avviksprosenten vesentlig større, også for største verdier på intervallet. Da er avviket til Caldintav i forhold til CSiBridge på mellom 80 % og 90 %. For alle beregningene er resultatene i CSiBridge mindre enn i Caldintav.

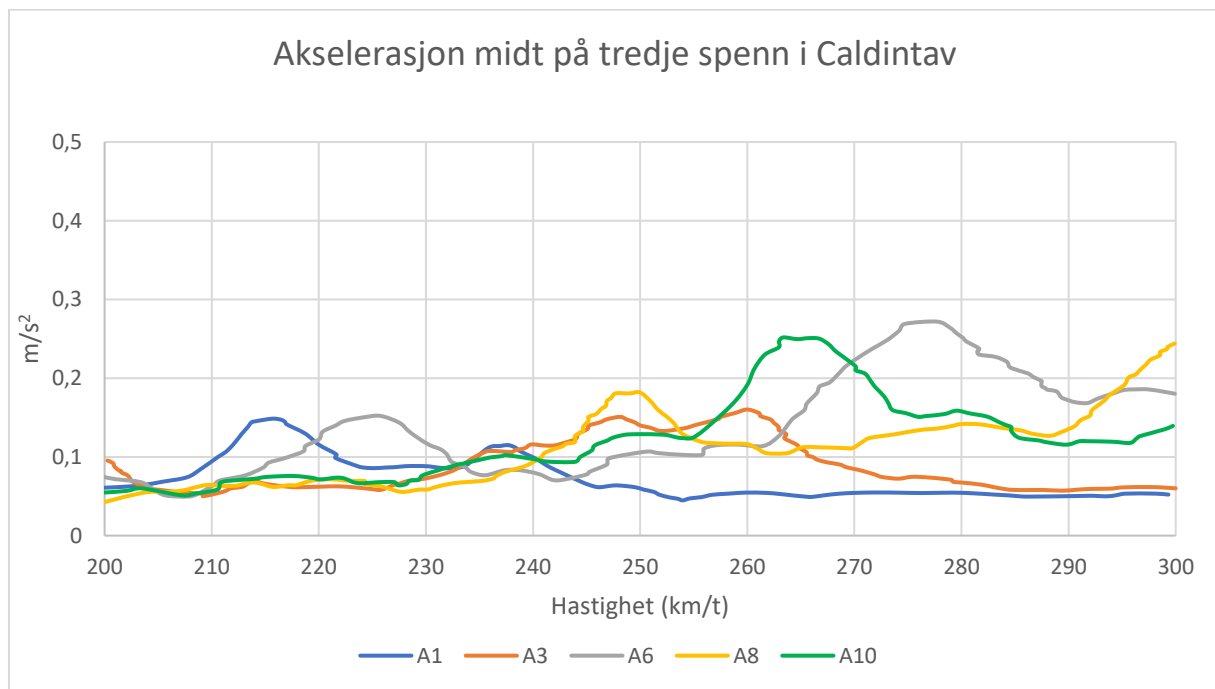


Figur 9.12 - DAF midt på tredje spenn med HSLM-A10 (Halle vannet bro)

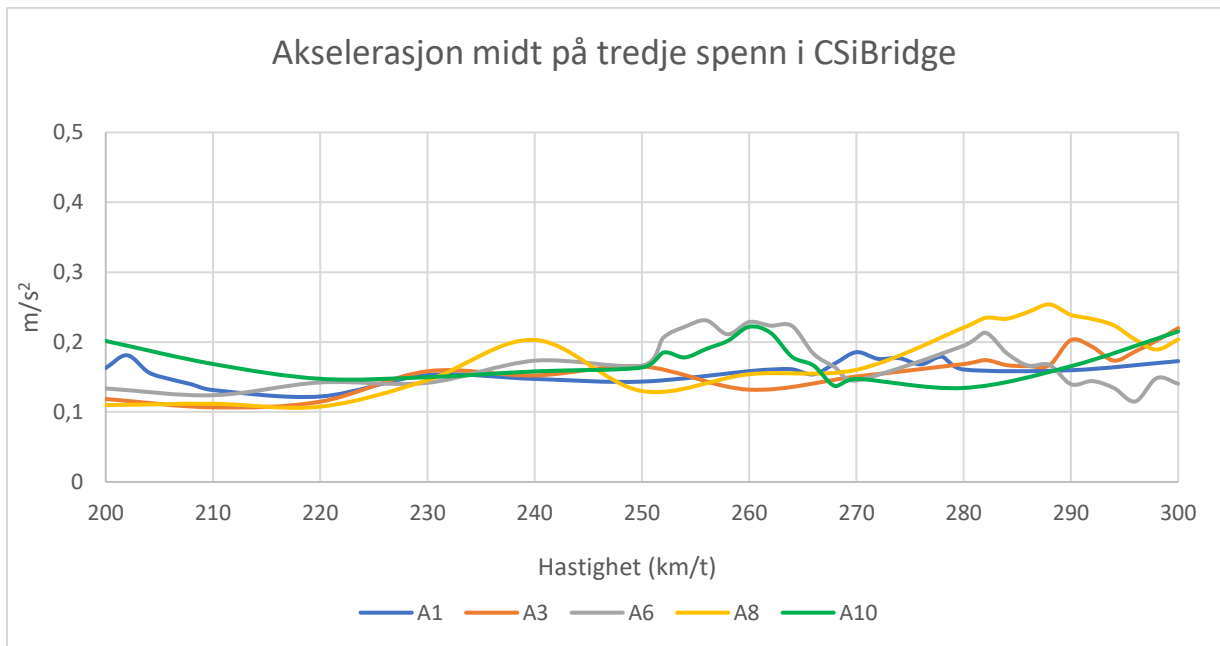


## Kontroll av HSLM-A tog for Ønna bro

Hensikten med Caldintav er i utgangspunktet å gjennomføre overslagsberegninger for broer. Videre kan programvaren brukes til å bestemme de mest kritiske togtypene for en gitt lastvirkning. På denne måten kan analyser av broer i tyngre programvarer gjøres mer effektivt, da mindre kritiske togtyper kan ekskluderes. Det undersøkes derfor om togtypene Caldintav angir å være mest kritisk, stemmer overens med CSiBridge. Det gjennomføres derfor beregninger for ytterligere tre HSLM-A tog på Ønna bro i CSiBridge for å få et bredere sammenligningsgrunnlag. Hensikten er å undersøke om CSiBridge og Caldintav angir samme togtypene som de mest kritiske. Figur 9.15 og 9.16 viser akselerasjon for 5 HSLM-A togtyper i henholdsvis Caldintav og CSiBridge, beregnet midt i tredje spenn. Kontrollen utføres også for DAF i tredje spenn, som vises i vedlegg W.



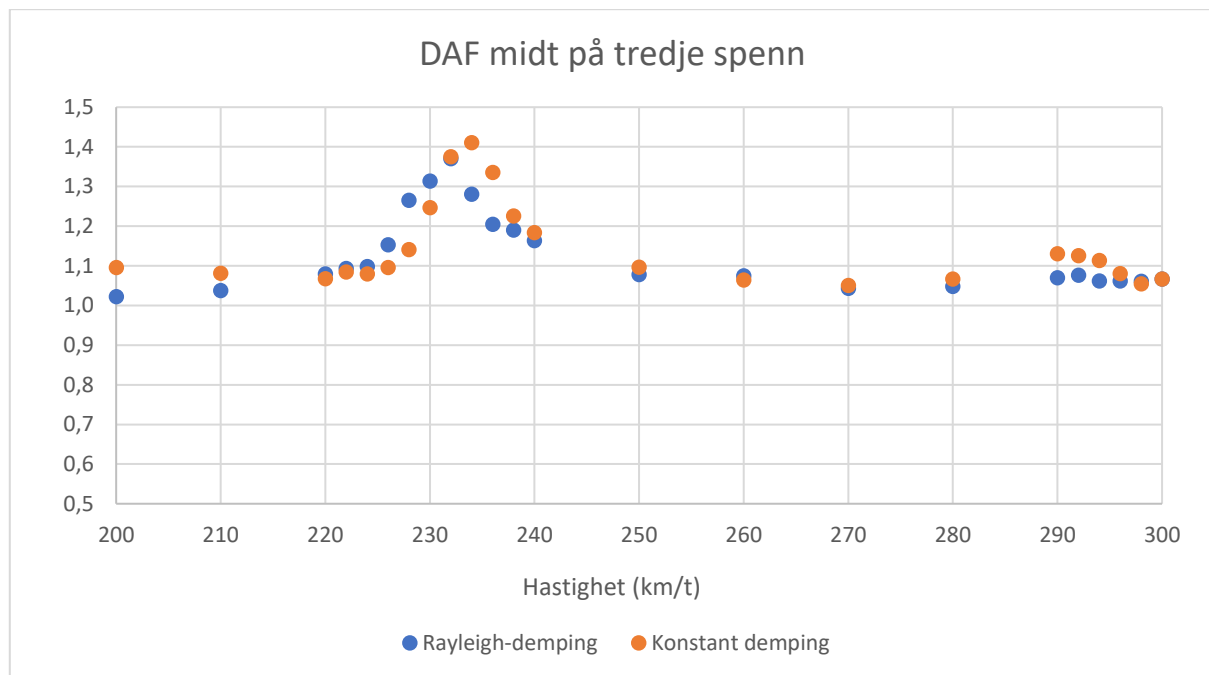
Figur 9.13 - Akselerasjon midt på tredje spenn i Caldintav



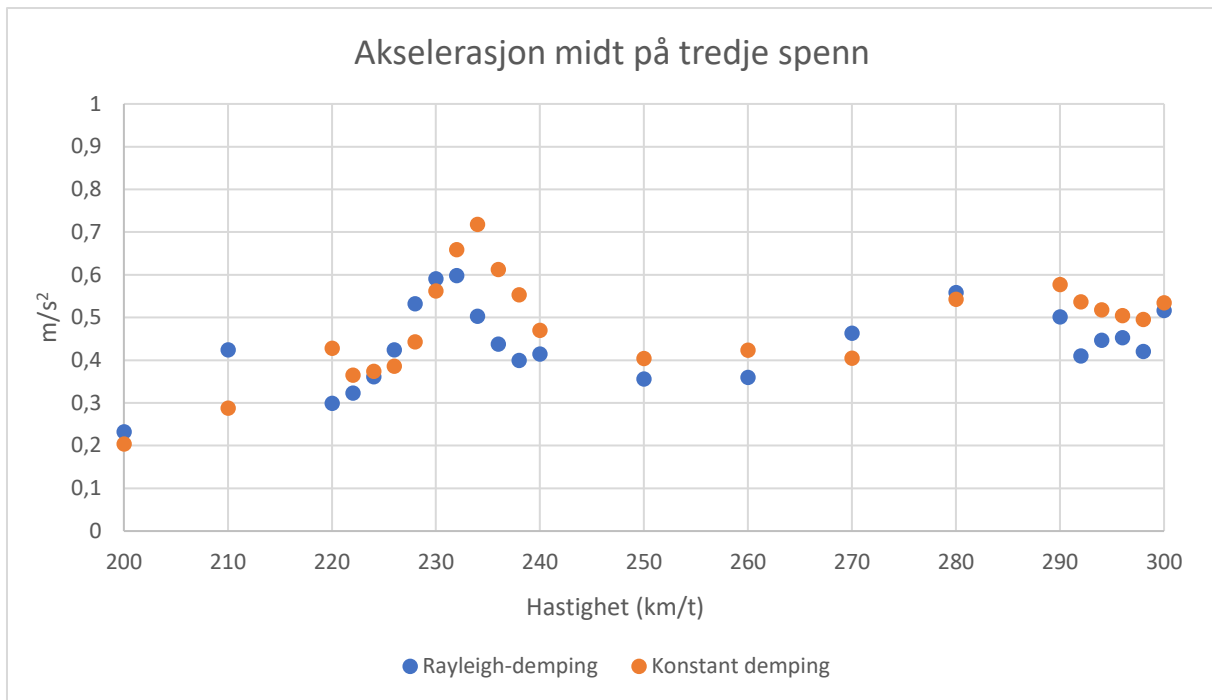
Figur 9.14 - Akselerasjon midt på tredje spenn i CSiBridge

### Sammenligning av ulike dempingsmetoder

Det undersøkes også i hvilken grad konstant demping og Rayleigh-demping gir samsvarende resultater for Vestre Hobekk bro. Figur 9.17 og 9.18 viser resultatene fra beregningene i CSiBridge for henholdsvis DAF og akselerasjon. Resultatene er hentet fra tredje spenn. Beregningene er utført med både Rayleigh-demping og konstant demping. Resultatene viser noe forskjell i maksimalverdi i tillegg til at resonanstoppene forskyves i liten grad.



Figur 9.15 - DAF midt på tredje spenn med HSLM-A7



Figur 9.16 - Akselerasjon midt på tredje spenn med HSLM-A7

### 9.3.2 Kontroll av høyhastighetstog

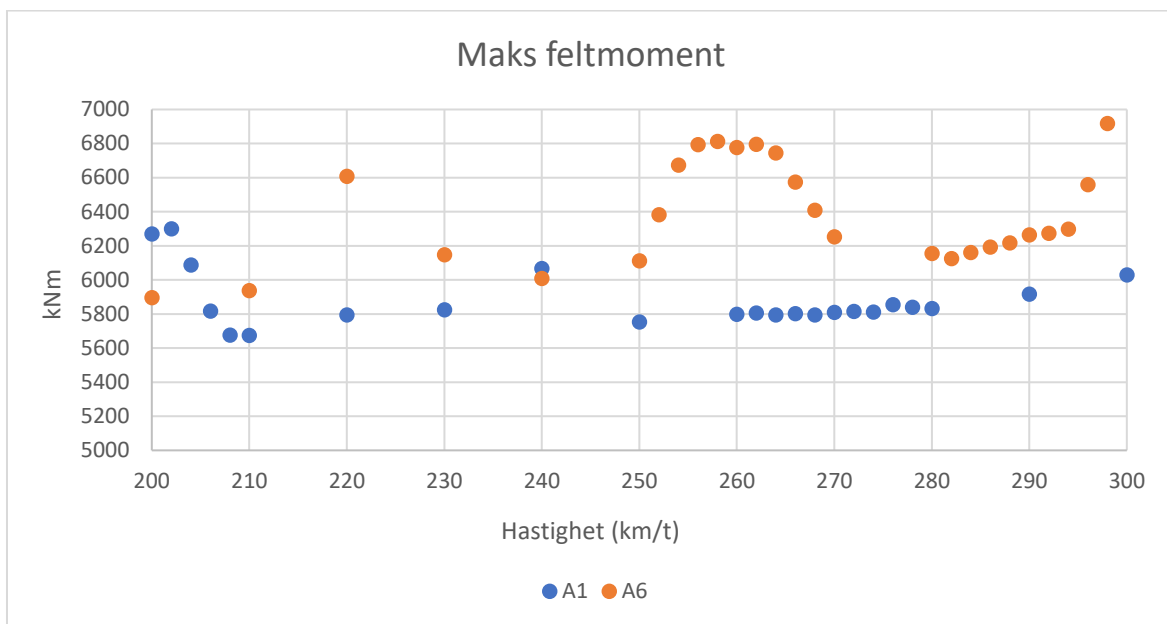
Den største akselerasjonen og nedbøyningen for hvert spenn presenteres for de ulike broene i tabellform. Disse resultatene er hentet fra CSiBridge. I tillegg er også resultater for største felt og støttmoment hentet ut. Disse sammenlignes med henholdsvis tillatte verdier for akselerasjon og nedbøyning, og momenter fra LM71 som nevnt i delkapittel 9.3. Sammenligning av maksimalverdi med kravene gir en konklusjon på om broene er kapable til å stå imot lastvirkningene fra høyhastighetstogene.

#### Ønna bro

Maksimalverdier for akselerasjon, nedbøyning og moment fra HSLM-A1 og HSLM-A6 presenteres i tabell 9.2. Videre presenteres et resultat for hvordan maksimalt feltmoment varierer med hastighet i figur 9.19 for togtypene A1 og A6.

Tabell 9.2 - Maksimale lastvirkninger for Ønna bro

Målepunkt	Lastvirkning	Maksimalverdi	Togtype	Krav
Første spenn	Akselerasjon (m/s <sup>2</sup> )	0.35	A1	3.5
	Nedbøyning (mm)	1.34	A1	19.5
Andre spenn	Akselerasjon (m/s <sup>2</sup> )	0.47	A6	3.5
	Nedbøyning (mm)	2.29	A6	21.4
Tredje spenn	Akselerasjon (m/s <sup>2</sup> )	0.23	A6	3.5
	Nedbøyning (mm)	2.70	A1	21.4
Moment	Støttmoment (kNm)	6482	A1	21700
	Feltmoment (kNm)	7232	A6	13600



Figur 9.17 - Maks feltmoment Ønna bro

### Vestre Hobekk bro

Maksimalverdier for akselerasjon, nedbøyning og moment fra HSLM-A6 og HSLM-A7 presenteres i tabell 9.3.

Tabell 9.3 - Maksimale lastvirkninger for Vestre Hobekk bro

Målepunkt	Lastvirkning	Maksimalverdi	Togtype	Krav
Første spenn	Akselerasjon ( $m/s^2$ )	0.79	A6	3.5
	Nedbøyning (mm)	1.74	A7	14.3
Andre spenn	Akselerasjon ( $m/s^2$ )	1.02	A6	3.5
	Nedbøyning (mm)	1.74	A6	17.5
Tredje spenn	Akselerasjon ( $m/s^2$ )	0.72	A7	3.5
	Nedbøyning (mm)	1.50	A6	14.3
Moment	Støttmoment (kNm)	3281	A6	6400
	Feltmoment (kNm)	2411	A6	3700

### Hallevannet bro

Maksimalverdier for akselerasjon, nedbøyning og moment fra HSLM-A9 og HSLM-A10 presenteres i tabell 9.4.

Tabell 9.4 - Maksimale lastvirkninger for Hallevannet bro

Målepunkt	Lastvirkning	Maksimalverdi	Togtype	Krav
Første spenn	Akselerasjon (m/s <sup>2</sup> )	0.96	A9	3.5
	Nedbøyning (mm)	5.56	A9	25.4
Andre spenn	Akselerasjon (m/s <sup>2</sup> )	0.69	A9	3.5
	Nedbøyning (mm)	6.82	A9	51.4
Tredje spenn	Akselerasjon (m/s <sup>2</sup> )	0.47	A9	3.5
	Nedbøyning (mm)	26.0	A10	176.2
Moment	Støttemoment (kNm)	90100	A10	240000
	Feltmoment (kNm)	19186	A9	43000

## 9.4 Diskusjon

### 9.4.1 Sammenligning av CSiBridge og Caldintav

I del II er deler av hensikten å undersøke presisjonen til programvarene ZBBD og Caldintav gjennom teoretiske forsøk med identiske parametere. I del III derimot er hensikten å undersøke anvendeligheten for reelle problemstillinger. Krav til nøyaktighet for en slik kontroll må ses i lys av hensikten til forsøkene og til programvarene. Ettersom Caldintav hovedsakelig er tenkt brukt til å kontrollere eksisterende broer, vil krav til nøyaktighet avhenge av hvor nært resultatene ligger opptil akseptable verdier. Ettersom mange av lastvirkningene er under 20 % av tillatte verdier, kan en feilmargin på 20-30 % antas å være akseptabelt. Dersom lastvirkningene ligger i grensesjiktet for hva som er akseptabelt, blir imidlertid kravet til nøyaktighet strengere.


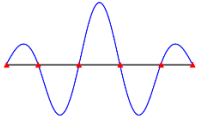

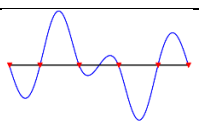

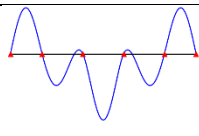
#### Ønna bro

Avvik på inntil 27 % for nedbøyning kan antas å være akseptabelt for denne typen kontroll, spesielt når resultatene ligger langt innenfor kravene. I tillegg viser det seg at DAF, og dermed nedbøyning, er større i Caldintav for alle spenn og begge togtyper. Dette understreker at nøyaktigheten kan sies å være tilstrekkelig. For akselerasjon er avvik på inntil 45 % mer kritisk. Dette medfører at resultatene i Caldintav vil kunne være nesten halvparten så store som resultatene i CSiBridge. Dette er et mer betydelig avvik og kan ikke antas å være tilstrekkelig nøyaktig for slike kontroller. I disse beregningene ses det dog at akselerasjonen er godt under 20 % av akseptable verdier, hvilket betyr at Caldintav ville gitt samme riktige konklusjon som CSiBridge.

Som vist i figur 9.11 og 9.12, vil resonanstoppene forskyves i Caldintav i forhold til i CSiBridge. Dette skyldes trolig forskjell i egenfrekvens til de forskjellige modene. I tabell 9.5 er frekvensen til de første 3 vertikalmødene i Caldintav og CSiBridge gjengitt. Modellen i CSiBridge utføres med skallelementer som fører til at moder som tar hensyn til torsjon og mer lokale virkninger inkluderes i modalanalysen, og det knyttes dermed noe usikkerhet til hvilke moder som er direkte sammenlignbare med

vertikalmodene i Caldintav. Ved sammenligning av egenfrekvenser i de to programvarene er modene i CSiBridge derfor valgt på bakgrunn av modenes EMPF. Vertikalmodene velges blant modene som gir en EMPF på minst 10 % i vertikal retning, da disse vanligvis bidrar mest til den dynamiske responsen. Videre gjøres en antagelse om at modene som inkluderes i Caldintav velges på bakgrunn av at modene med lavest frekvens vil gi størst bidrag til den dynamiske responsen. Dette samsvarer med modalanalysen i CSiBridge hvor modene som har størst EMPF i vertikal retning har relativt lav frekvens. Alt dette tatt i betraktning betyr at modene som presenteres i tabell 9.5 ikke nødvendigvis er direkte sammenlignbare, spesielt med tanke på formen til modene. Sammenligningen vil likevel kunne gi en god indikasjon på om frekvensene til modene i de ulike programvarene ligger i samme område. Her ses det et betydelig avvik mellom frekvensene i programvarene som vil kunne påvirke hvor resonanstopperne oppstår. Forskjell i frekvens er imidlertid mindre betydelig dersom de «samme resonanstopperne» opptrer i begge programvarene. Problemet oppstår når resonanstopperne på intervallet blir forskjøvet såpass at «neste resonanstopp» opptrer på intervallet. Tilsvarende tabell for Vestre Hobekk og Hallevannet bro finnes i vedlegg Z.

Tabell 9.5 - Sammenligning av vertikalmøder i CSiBridge og Caldintav for Ønna bro

Mode	Frekvens			Modeform	
	CSiBridge	EMPF UZ	Caldintav	CSiBridge	Caldintav
1	4.13	28.2 %	3.37		
2	4.95	24.7 %	4.249		
3	5.25	23.5 %	5.468		

I tillegg til forskjøvne resonanstopper vil amplitudene være forskjellig. Dette skyldes hovedsakelig beregningsmodellene i de to programvarene. Der modellen i CSiBridge er modellert med skallelementer og med eksentrisk plassert last, består modellen i Caldintav av endimensjonale bjelkeelementer med sentrisk last. Torsjonsvirkninger blir derfor neglisjert i Caldintav. I tillegg er broene i CSiBridge modellert med søyler som enten er innspent eller leddet til overbygningen. Dette vil i tillegg til å påvirke egenfrekvensene, også kunne påvirke amplitudenes størrelse. Dette kan ikke sies å være en feil med Caldintav, da det heller er en begrensning med programvaren.

### Vestre Hobekk bro

Resultatet til beregningene for denne broen har vesentlig større avvik, også for nedbøyning. Avvik på inntil 50 % for nedbøyning kan ikke anses å være tilstrekkelig nøyaktig. Resultatene for akselerasjon er enda mer unøyaktig, med avvik på opptil 139 %. Her er imidlertid resultatene fra Caldintav større for alle spenn og togtyper, hvilket betyr at Caldintav vil være for konservativ.

De samme feilkildene som blir nevnt for Ønna Bro gjelder også for Vestre Hobekk bro. Også her er det en forskjell mellom frekvensene til vertikalmodene i CSiBridge og modene i Caldintav. Broen skiller seg derimot fra Ønna bro ved at den har relativt sett et bredere tverrsnitt og en skjev søyleplassering med ulik avstand fra landkar. I Caldintav ble gjennomsnittet av avstanden fra søyle til landkar benyttet som spennvidde og hele tverrsnittets stivhet og masse ble skrevet inn. Ettersom tverrsnittet er såpass bredt vil broen imidlertid kunne oppleve betydelig platevirkninger som ikke fanges opp i Caldintav. Dette kan være noe av grunnen til den dårlige overensstemmelsen mellom CSiBridge og Caldintav. Dette betyr at overslagsberegninger for broer med asymmetrisk søyleplassering og brede tverrsnitt, ikke burde gjennomføres i Caldintav uten videre forenkling.

### **Hallevannet Bro**

For å gjennomføre beregninger i Caldintav for Hallevannet bro velges det å bruke en ekvivalent stivhet som gir lik statisk nedbøyning i midterste spenn. Dette gir et avvik for nedbøyningsberegningene på inntil 28 %, som kan antas å være tilstrekkelig for en slik kontroll dersom nedbøyningene ikke nærmer seg grenseverdier. Dersom nedbøyningene derimot er større enn 50 % av tillatte verdier, må dette vurderes nærmere. For akselerasjon blir imidlertid avviket på inntil 90 %. Ettersom lastvirkningene i Caldintav undervurderes i forhold til CSiBridge, vil dette ikke være konservativt. Denne fremgangsmåten for å bestemme ekvivalent stivhet kan derfor sies å være anvendelig for nedbøyningsberegninger, men ikke for akselerasjonsberegninger. Dette er uansett er en åpenbar feilkilde og en forklaring på hvorfor resultatene avviker mellom Caldintav og CSiBridge. Det blir også gjennomført beregninger i Caldintav med stivhets- og masseparametere fra den smaleste delen av broen. Dette gir som forventet vesentlig større lastvirkninger. Det viser seg at dette imidlertid gir dårlige overensstemmelse jevnt over. For akselerasjon viser det seg videre at dette heller ikke er konservativt for alle spenn. Videre beregninger med disse parametrene blir ikke gjennomført.

Oppsummert kan det derfor antas at Caldintav er tilstrekkelig nøyaktig for kontroller av broer med relativ liten bredde og søyler symmetrisk plassert om senterlinje. Dette gjelder imidlertid kun for nedbøyningsberegninger, og ikke for akselerasjonsberegninger. At enkelte av resultatene for akselerasjonsberegninger viser god overensstemmelse, er ikke tilstrekkelig når flere av resultatene viser betydelige avvik. Metoden med å bruke ekvivalent stivhet som beskrevet i delkapittel 9.2.4 gir tilstrekkelig nøyaktighet for nedbøyningsberegninger, men ikke for akselerasjonsberegninger. Videre vil brede broer antageligvis oppleve betydelige platevirkninger, noe Caldintav ikke tar hensyn til. Basert på resultatene er Caldintav derfor uegnet til å gjennomføre kontroller for broer med brede tverrsnitt og asymmetrisk plasserte søyler uten videre forenkling.

### **Kontroll av HSLM-A tog for Ønna bro**

Sammenligningen av Caldintav og CSiBridge for å vise om man kan anta at Caldintav angir de mest kritiske togtypene på Ønna bro viser positive resultater. Positiv i den forstand at A6, A8 og A10 er de mest kritiske togtypene både i Caldintav og CSiBridge. Selv om det virker som om resonanstoppene er noe forskjøvet, er det viktigste at Caldintav angir de togtypene som gir størst lastvirkninger innenfor et hastighetsintervall, noe programmet gjør for dette forsøket. Forskyvningen av resonanstoppene kan skyldes forskjellen i frekvens hos de to programvarene. Når det er sagt, er det viktig at dette ikke undervurderes, da en forskyvning av resonanstoppene kan få store konsekvenser. En teoretisk mulighet er at en forskyvning av resonanstopper forårsaker en stor endring i

maksimalverdi for en togtype, innenfor et gitt hastighetsintervall. Dette kan i verste fall føre til at broer faller utenfor kravene. I tillegg kan hastighetssteget på 10 km/t i CSiBridge føre til at eventuelle maksverdier faller ut, selv om resonanshastigheter er utført med et mindre hastighetssteg i henhold til delkapittel 2.2.4.2. Flere forsøk på virkelige broer burde derfor gjennomføres før man kan konkludere om Caldintav angir togtypene som er mest kritisk.

### **Sammenligning av dempingsmetoder**

Sammenligningen av konstant demping og Rayleigh-demping blir utført for å kontrollere at konstant demping er tilstrekkelig nøyaktig. Det velges å spesifisere dempingen for frekvensene som gir henholdsvis 20 % og 80 % CEMPF som beskrevet i delkapittel 9.2.3. Resultatene viser at metodene hadde en god overensstemmelse med hverandre. Det observeres at resonanstoppene forskyves litt ettersom de ulike modene vil dempes forskjellig, slik at noen blir mer dominerende for den totale responsen. I tillegg vil konstant demping gi de største maksimalverdiene, hvilket medfører at dette er det mest konservative for denne kontrollen. Dermed kan det antas at konstant demping er tilstrekkelig for denne typen kontroll. Samtidig underbygges dette av litteratur som beskriver at konstant demping kan oppfattes som mest nøyaktig/realistisk.

### 9.4.2 Kontroll av høyhastighetstog

Basert på tabell 9.2, 9.3 og 9.4 er det tydelig at alle broene opplever lastvirkninger som er godt innenfor akseptable verdier. Både for akselerasjon og nedbøyning er resultatene langt under grensene angitt i Eurokode 1-2. Største felt- og støttemoment er også betydelig lavere enn momentet fra LM71. Dermed kan det antas at også momentkapasiteten er tilstrekkelig for høyhastighetstog. At broene har lastvirkninger som er langt innenfor kravene, illustrerer at behovet for nøyaktige resultater er mindre strengt.

Det er imidlertid et par feilkilder som må nevnes. Ettersom beregningene er gjennomført for flere broer, blir omfanget for hver bro noe redusert. Det velges å kontrollere færre togtyper, og heller flere hastigheter for hver togtype. Det medfører at det ikke er gitt at togtypene som blir kontrollert, faktisk er de mest kritiske. Dette kan imidlertid antas, ettersom togtypene er valgt på bakgrunn av beregninger i Caldintav, og det viser seg at Caldintav mest sannsynlig klarer å angi de mest kritiske togtypene. Beregningene blir gjennomført med hastighetssteg 2 km/t rundt resonanshastigheter. Resonanshastigheten derimot varierer fra spenn til spenn, trolig fordi enkelte moder er mer dominerende for lastvirkningen i noen spenn enn andre. Det risikeres derfor at noen av maksimalverdiene for de ulike spennene ikke blir inkludert. CSiBridge gjør det mulig å modellere relativt nøyaktige modeller enkelt, men det er likevel usikkert om broene er modellert nøyaktig nok. Videre er også beregningene gjennomført med kun én bromasse, og ikke et øvre og nedre estimat for massen iht. delkapittel 2.2.4.3. Ettersom resultatene er langt innenfor kravene, kan det derimot antas at disse feilkildene ikke ville endret konklusjonen. Videre er også kun nedbøyning, akselerasjon og relativ momentutnyttelse kontrollert. Svinn, riss, skjærkraft, dreining og utmatting har ikke blitt kontrollert, og vil kunne gi en annen konklusjon. Dette behandles imidlertid ikke i denne oppgaven.



## 10 Konklusjon

### 10.1 Del II

I del II er hensikten å teste programmene ZBBD og Caldintav med generiske forsøk for å verifisere at programmene gir rimelige resultater. Fellesnevneren er relativt høy nøyaktighet for forsøkene, og at man trygt kan bruke Caldintav og/eller ZBBD til å gjennomføre beregninger for en forenklet bjelkemodell. Disse programmene kan gjøre beregninger mer effektivt siden blant annet demping og mulighet for lastfordeling er lagt inn. Caldintav kan også gjennomføre beregninger for kontinuerlige broer. For nedbøyningsberegninger oppnås tilstrekkelig nøyaktighet med kun én mode. Derimot anbefales det for akselerasjonsberegninger å inkludere minst tre moder for en fritt opplagt bro. De forsøkene med størst avvik har alle til felles at de har følsomme akselerasjonsforløp. Videre er egenfrekvensene i RSA forskjellige fra egenfrekvensene i Caldintav, hvilket er enda en årsak til avvik. Det antas likevel at begge de kontrollerte programvarene gir tilstrekkelig nøyaktige resultater tatt deres hensikt i betraktning. De vil derfor kunne brukes til å gjennomføre overslagsberegninger for enklere problemstillinger.

### 10.2 Del III

Til forskjell fra de II, handler del III om faktiske problemstillinger med reelle broer. Konklusjonen er at ZBBD kan benyttes til å gjennomføre en screening. Programvaren er imidlertid låst til å gjennomføre beregninger med en bromasse på 10 tonn per meter, og fem forhåndsdefinerte frekvensfunksjoner. Det må derfor gjøres et overslag for massen og frekvensen til broene for å kunne korrigere resultater for aktuell masse, og for å utelukke frekvensfunksjoner. Dette fører til at prosessen blir mer tidkrevende enn ønsket, noe som igjen blir en begrensning med programmet. Caldintav kan brukes til å gjennomføre nærmere kontroller der ZBBD ikke kan konkludere, og til sammen utfyller disse programvarene hverandre godt. For å konkludere at broene på linjen er godkjente for den aktuelle vogntypen, anbefales det imidlertid nærmere kontroll med korrekte hastigheter og stivheter for de ulike broene.

For de tre flerspennsbroene som kontrolleres med CSiBridge, har Caldintav visse begrensninger som medfører større unøyaktigheter. Resultatene for nedbøyningsberegningene kan antas å være tilstrekkelig nøyaktige for broene med relativ liten bredde og søyler symmetrisk plassert om senterlinje. Dette forutsetter at maksimalverdiene ikke nærmer seg tillatte grenseverdier. Metoden med å bruke ekvivalent stivhet for varierende tverrsnitt som beskrevet i delkapittel 9.2.4, gir tilstrekkelig nøyaktighet for nedbøyningsberegninger. Derimot vil nedbøyningsberegningene for relativt brede broer med asymmetrisk søyleplassering bli for unøyaktige. Disse vil antageligvis oppleve betydelige platevirkninger, noe Caldintav ikke tar hensyn til. Akselerasjonsberegningene derimot, viser for store avvik til å kunne være akseptable for alle broene som kontrolleres. Det tyder videre på at Caldintav kan brukes til å finne de mest kritiske togtypene for en gitt bro. Basert på nedbøynings-, akselerasjons-, og momentberegninger i CSiBridge, tyder det på at de kontrollerte broene har tilstrekkelig kapasitet for høyhastighetstog.

### 10.3 Videre arbeid

Et stort antall forsøk er gjennomført, men prioriteringer for å avgrense omfanget er gjort. Derfor er det flere aspekter som kan undersøkes nærmere. Forslag til videre arbeid er:

- Finne tilnærmet løsning for momentnullpunkter, slik at ZBBD kan benyttes for flerspennsbroer.
- Bestemme en generell framgangsmåte for å kontrollere broer med variable tverrsnitt i Caldintav.
- Kontrollere Signature, Spectrum og Aggressiveness i ZBBD.
- Kontroll av Østre linje med korrekte hastigheter for de ulike broene. I tillegg beregne stivhet til broene slik at resultater for frekvensfunksjonene i ZBBD som ikke er relevante kan utelukkes.
- Utføre flere forsøk med reelle broer i CSiBridge og Caldintav, deriblant med asymmetrisk geometri. I tillegg til å undersøke hvordan platevirkninger kan tas hensyn til i Caldintav.
- Kontrollere broene på linjen Larvik-Porsgrunn med flere togtyper og hastigheter.

## 11 Referanser

- [1] Bane NOR, *Slik fungerer jernbanen*. Hentet fra: <https://www.banenor.no/contentassets/b9ade1303f42474eabf16099c7dd2182/slik-fungerer-jernbanen-versjon-191213.pdf> [Lastet ned: 20.05.2020].
- [2] Bane NOR, *Gardermobanen*. Hentet fra: <https://www.banenor.no/Jernbanen/Banene/Gardermobanen/> [Lastet ned: 20.05.2020].
- [3] Environmental and Energy Study Institute, *Fact sheet: High speed rail development worldwide*, 2018. [Online]. Hentet fra: <https://www.eesi.org/papers/view/fact-sheet-high-speed-rail-development-worldwide> [Lastet ned: 23.04.2020].
- [4] Bane NOR, *Historisk oversikt over jernbanen*, 2018. [Online]. Hentet fra: <https://www.banenor.no/Jernbanen/Historie/Historisk-oversikt-jernbanen-i-Norge/> [Lastet ned 09.03.2020].
- [5] Samferdselsdepartementet, *Jernbanereformen*, 2020. [Online]. Hentet fra: [https://www.regjeringen.no/no/tema/transport-og-kommunikasjon/jernbane\\_og\\_jernbanetransport/reform-av-jernbanereformen/id2344653/](https://www.regjeringen.no/no/tema/transport-og-kommunikasjon/jernbane_og_jernbanetransport/reform-av-jernbanereformen/id2344653/) [Lastet ned: 17.03.2020].
- [6] Samferdselsdepartementet, *Stortingsmelding 33*, 2017. [Online]. Hentet fra: <https://www.regjeringen.no/no/dokumenter/meld.-st.-33-20162017/id2546287/?ch=1> [Lastet ned 09.03.2020].
- [7] Bane NOR, *Om intercity*, 2018. [Online]. Hentet fra: <https://www.banenor.no/Prosjekter/prosjekter/intercity/hvorfor-intercity/> [Lastet ned 09.03.2020].
- [8] Bane NOR, *Follobanen*, 2020. [Online]. Hentet fra: <https://www.banenor.no/Prosjekter/prosjekter/follobanen/> [Lastet ned: 17.03.2020].
- [9] P. A. Bosela, N. J. Delatte og K. M. Parfitt, *Failure case studies in civil engineering: Structures, foundations, and the geoenvironment*, 2. utg. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2012.
- [10] M. Williams, *Structural dynamics*. University of Oxford, UK: CRC Press, 2016.
- [11] *Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*, NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, 2016.
- [12] T. E. Hals, *Konstruksjonsmeknaikk*, 2. utg. Trondheim: Tapir forlag, 1985.
- [13] F. Irgens, *Dynamikk*, 2. utg. Trondheim: Tapir Forlag, 1980.
- [14] C. W. d. Silva, *Vibration fundamentals and practice*, 2. utg. Boca Raton: CRC Press, 2007.
- [15] P. G. Bergan, P. K. Larsen og E. Mollestad, *Svingning av konstruksjoner*, 2. utg. Trondheim: Tapir forlag, 1981.
- [16] H. Xia, N. Zhang og W. Guo, *Dynamic interaction of train-bridge systems in high-speed railways*. Berlin: Springer, 2017.
- [17] E. P. Rylander, "Dynamic effects generated by trains on railway bridges", Masteroppgave, Department of structural engineering, Lund University, Lund, 2006. Hentet fra: <http://lup.lub.lu.se/luur/download?func=downloadFile&recordId=3172364&fileId=4459460> [Lastet ned. 02.04.2020].
- [18] Deutsche Bahn, *User manual zbbd*, 0.11 utg. 2019.
- [19] R. Karoumi, "Response of cable-stayed and suspension bridges to moving vehicles", Doktorgrad, Department of Structural Engineering, Royal Institute of Technology, Stockholm, 1998.
- [20] K. Bell, "Elementmetoden" i *Store Norske Leksikon*, 2019. [Online]. Hentet fra: <https://snl.no/elementmetoden> [Lastet ned: 11.03.2020].

- [21] A. K. Chopra, *Dynamics of structures*, 5. utg. University of California at Berkeley: Pearson, 2017.
- [22] Z. Zuo, S. Li og C. Zhai, "Optimal lumped mass matrices by minimization of modal errors for beam elements", *Journal of Vibration and Acoustics*, vol. 136, 2014. [Online]. Hentet fra: [https://www.researchgate.net/publication/270773558\\_Optimal\\_Lumped\\_Mass\\_Matrices\\_by\\_Minimization\\_of\\_Modal\\_Errors\\_for\\_Beam\\_Elements](https://www.researchgate.net/publication/270773558_Optimal_Lumped_Mass_Matrices_by_Minimization_of_Modal_Errors_for_Beam_Elements) [Lastet ned: 11.03].
- [23] I. Chowdhury, "Computation of rayleigh damping coefficients for large systems", *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 43, 2003. [Online]. Hentet fra: [https://www.researchgate.net/publication/284308903\\_Computation\\_of\\_Rayleigh\\_Damping\\_Coefficients\\_for\\_Large\\_Systems](https://www.researchgate.net/publication/284308903_Computation_of_Rayleigh_Damping_Coefficients_for_Large_Systems) [Lastet ned: 12.03.2020].
- [24] P. Bucinskas, L. Agapii og J. Sneideris, "Dynamic analysis of a bridge structure exposed to high-speed railway traffic", Masteroppgave, School of Civil Engineering and Science, Aalborg University, Aalborg, 2015.
- [25] S. Hervik, "Eulers metode" i *Store norske leksikon*, 2017. [Online]. Hentet fra: [https://snl.no/Eulers\\_metode](https://snl.no/Eulers_metode) [Lastet ned: 12.03.2020].
- [26] G. R. Liu og S. S. Quek, *The finite element method*. Burlington: Butterworth-Heinemann, 2013.
- [27] Autodesk, *Theoretical basis for time history analysis*, 2017. Hentet fra: <https://knowledge.autodesk.com/support/robot-structural-analysis-products/learn-explore/caas/CloudHelp/cloudhelp/2018/ENU/RSAPRO-UsersGuide/files/GUID-F549418E-C32C-4636-9924-3340C5CE5FE0-htm.html> [Lastet ned: 12.03.2020].
- [28] *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - del 2: Trafikklaster på bruer*, NS-EN 1991-2:2003/AC:2010, 2010.
- [29] *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - del 1-1: Allmenne laster - tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger*, NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019, 2019.
- [30] *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*, NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018, 2018.
- [31] *Linjekategorier for styring av grensesnitt mellom grenser for vogners lasteevne og infrastruktur*, NS-EN 15528:2015, 2015.
- [32] *Norsk standard: Jernbane: Referansemasse for vogner*, NS-EN 15663:2017, 2017.
- [33] Bane NOR, *Teknisk regelverk: Om*, 2019. [Online]. Hentet fra: [https://trv.jbv.no/wiki/Teknisk\\_regelverk:Om](https://trv.jbv.no/wiki/Teknisk_regelverk:Om) [Lastet ned 12.03.2020].
- [34] Bane NOR, *Teknisk regelverk: Bruer og konstruksjoner/prosjektering og bygging/laster*, 2020. [Online]. Hentet fra: [https://trv.jbv.no/wiki/Bruer\\_og\\_konstruksjoner/Prosjektering\\_og\\_bygging/Laster](https://trv.jbv.no/wiki/Bruer_og_konstruksjoner/Prosjektering_og_bygging/Laster) [Lastet ned 10.03.2020].
- [35] Bane NOR, *Teknisk regelverk: Definisjon: Overbygning*, 2015. [Online]. Hentet fra: <https://trv.jbv.no/wiki/Definisjon:Overbygning> [Lastet ned 25.03.2020].
- [36] Bane NOR, *Teknisk regelverk: Underbygning/prosjektering og bygging/banelegeme*, 2018. [Online]. Hentet fra: [https://trv.banenor.no/wiki/Underbygning/Prosjektering\\_og\\_bygging/Banelegeme](https://trv.banenor.no/wiki/Underbygning/Prosjektering_og_bygging/Banelegeme) [Lastet ned 12.03.2020].
- [37] O. Hellevik, *Forskningsmetode i sosiologi og statsvitenskap*, 7. utg. Oslo: Universitetsforlaget, 2002.
- [38] G. Andersen, *Valg av forskningsmetode*, 2019. [Online]. Hentet fra: <https://ndla.no/nb/subjects/subject:19/topic:1:195989/topic:1:195829/resource:1:56937> [Lastet ned: 04.03.2020].
- [39] S. Grønmo, "Kvalitativ metode" i *Store norske leksikon*, 2020. [Online]. Hentet fra: [https://snl.no/kvalitativ\\_metode](https://snl.no/kvalitativ_metode) [Lastet ned: 04.03.2020].

- [40] R. Calçada, R. Delgado og A. C. e. Matos, *Bridges for high speed railways*. Portugal: CRC Press, 2008.
- [41] A. Andersson et al., *Höghastighetsprojekt - bro, delrapport 1: Befintliga krav och erfarenheter samt parameterstudier avseende dimensionering av järnvägsbroar för farter över 200 km/h*. Stockholm: KTH, Royal Institute of Technology, 2010. Hentet fra: <https://www.diva-portal.org/smash/get/diva2:431859/FULLTEXT01.pdf> [Lastet ned: 07.05.2020].
- [42] J. M. G. Ruigómez, K. N. Gia, J. D. Barbero, P. A. Sánchez og C. V. Ortega, *Caldintav 3.0*. Madrid: Technical University of Madrid, 2017.
- [43] J. M. Goicolea, J. H. García-Palacios, C. Velarde og K. Nguyen, "Dynamic analysis of a skew i-beam railway bridge: Experimental and numerical", 2018. [Online]. Hentet fra: <https://www.researchgate.net/publication/327722143> [Lastet ned 12.02.2020].
- [44] J. E. Lyngstad, "Studie av soma øst-bru", Masteroppgave, Det Teknisk-Naturvitenskapelige Fakultet, Universitet i Stavanger, Statens Vegvesen, 2018. Hentet fra: [https://uis.brage.unit.no/uis-xmlui/bitstream/handle/11250/2603595/lyngstad\\_janerik.pdf?sequence=1&isAllowed=y](https://uis.brage.unit.no/uis-xmlui/bitstream/handle/11250/2603595/lyngstad_janerik.pdf?sequence=1&isAllowed=y) [Lastet ned: 07.05.2020].
- [45] SOFISTiK AG, *Rolling stock analysis*, 2015. [Online]. Hentet fra: <https://www.sofistik.com/documentation/2016/en/tutorials/dynamics/rolling-stock/rolling-stock.html#download-project-files> [Lastet ned: 26.03.2020].
- [46] C. W. d. Silva, *Vibration and shock handbook*, 1. utg. CRC Press Taylor & Francis Group, 2005. Hentet fra: [https://books.google.fr/books?id=mQmGEVW\\_TaEC&printsec=frontcover&hl=no&source=gs\\_ge\\_summary\\_r&cad=0#v=onepage&q&f=false](https://books.google.fr/books?id=mQmGEVW_TaEC&printsec=frontcover&hl=no&source=gs_ge_summary_r&cad=0#v=onepage&q&f=false).
- [47] S. Rashid, "Parametric study of bridge response to high speed trains", Masteroppgave, Department of Civil and Architectural Engineering, KTH Royal Institute of Technology, Stockholm, 2011. Hentet fra: <http://www.diva-portal.org/smash/get/diva2:542065/fulltext01.pdf> [Lastet ned: 29.04.2020].
- [48] D. Mu og D.-H. Choi, "Dynamic responses of a continuous beam railway bridge under moving high speed train with random track irregularity", *International Journal of Steel Structures*, vol. 14, 2014. [Online]. Hentet fra: <https://link.springer.com/content/pdf/10.1007/s13296-014-1211-1.pdf> [Lastet ned: 05.05.2020].
- [49] Autodesk, *Theoretical basis for time history analysis*, 2020. [Online]. Hentet fra: <https://knowledge.autodesk.com/support/robot-structural-analysis-products/learn-explore/caas/CloudHelp/cloudhelp/2018/ENU/RSAPRO-UsersGuide/files/GUID-F549418E-C32C-4636-9924-3340C5CE5FE0-htm.html> [Lastet ned: 23.03.2020].
- [50] Bane NOR, *Overbygning/bygging/regler for bygging*, 2018. [Online]. Hentet fra: [https://trv.banenor.no/wiki/Overbygning/Bygging/Regler\\_for\\_bygging](https://trv.banenor.no/wiki/Overbygning/Bygging/Regler_for_bygging) [Lastet ned: 21.03.2020].
- [51] Byggforsk, *Statikkformler for bjelker*, 2020. [Online]. Hentet fra: [https://www-byggforsk-no.ezproxy.hioa.no/dokument/183/statikkformler\\_for\\_bjelker#i3](https://www-byggforsk-no.ezproxy.hioa.no/dokument/183/statikkformler_for_bjelker#i3) [Lastet ned: 11.03.2020].
- [52] S. Benbow, *Graph grabber 2.0.2*, 2020. [Online]. Hentet fra: <https://www.quintessa.org/software/downloads-and-demos/graph-grabber-2.0.2> [Lastet ned: 18.03.2020].
- [53] Bane NOR, *Østfoldbanen, østre linje*, 2020. [Online]. Hentet fra: <https://www.banenor.no/Jernbanen/Banene/Ostfoldbanen-ostre-linje/> [Lastet ned 14.04.2020].
- [54] Å. Tøsse, *Hovedinspeksjon broer 2015*. Jernbaneverket, 2016.

- [55] Jernbaneverket, *Jernbanestatistikk 2015*. Bane NOR, 2015. Hentet fra: <https://www.banenor.no/contentassets/65b878aa02a14ee5ad1a07cd8542943e/jernbanestatistikk-2015.pdf> [Lastet ned: 02.04.2020].
- [56] L. Björklund, "Dynamic analysis of a railway bridge subjected to high speed trains", Masteroppgave, 2004. Hentet fra: <https://www.diva-portal.org/smash/get/diva2:431110/FULLTEXT01.pdf> [Lastet ned: 30.04.2020].
- [57] Bane NOR, *Teknisk regelverk: Overbygning/prosjektering/sporkonstruksjoner/vedlegg/sviller*, 2018. [Online]. Hentet fra: [https://trv.banenor.no/wiki/Overbygning/Prosjektering/Sporkonstruksjoner/Vedlegg/Sviller?fbclid=IwAR38CmbRd3FZhhCO15AbhE7aFZPV32--onvjJKw7wqwYJRn7WELSyCUQTNo#SPENNBETONGSVILLE\\_JBV\\_97](https://trv.banenor.no/wiki/Overbygning/Prosjektering/Sporkonstruksjoner/Vedlegg/Sviller?fbclid=IwAR38CmbRd3FZhhCO15AbhE7aFZPV32--onvjJKw7wqwYJRn7WELSyCUQTNo#SPENNBETONGSVILLE_JBV_97) [Lastet ned 20.04.2020].
- [58] Bane NOR, *Teknisk regelverk: Overbygning/prosjektering/sporkonstruksjoner/vedlegg/skinneprofiler*, 2014. [Online]. Hentet fra: [https://trv.banenor.no/wiki/Overbygning/Prosjektering/Sporkonstruksjoner/Vedlegg/Skinneprofiler?fbclid=IwAR2ThTQF-uUVb3rZuo6\\_YL0k9Rx4f5Fj2IDud5Q6ExM2wW2jNw7x-wcF4al#49E1](https://trv.banenor.no/wiki/Overbygning/Prosjektering/Sporkonstruksjoner/Vedlegg/Skinneprofiler?fbclid=IwAR2ThTQF-uUVb3rZuo6_YL0k9Rx4f5Fj2IDud5Q6ExM2wW2jNw7x-wcF4al#49E1) [Lastet ned 20.04.2020].
- [59] Foreningen norskse lauvtrebruk, *Gjennomsnittsverdier for fysiske egenskaper hos norske lauvtreslag*. [Online]. Hentet fra: <http://www.lauvtrebruk.no/pages/25> [Lastet ned: 01.05.2020].
- [60] Green Cargo, *Sdggmrs (t2000)*, 2014. [Online]. Hentet fra: [http://www.greencargo.com/sv/godsvagnshandboken/intermodala-vagnar/s-intermodala-vagnar/sdggmrs-t2000/?fbclid=IwAR1hODH0cBMkMIUy1kHgwl3ooGgiBVCTG\\_ralksZjwVMzkn\\_1PfCgfl4lbw](http://www.greencargo.com/sv/godsvagnshandboken/intermodala-vagnar/s-intermodala-vagnar/sdggmrs-t2000/?fbclid=IwAR1hODH0cBMkMIUy1kHgwl3ooGgiBVCTG_ralksZjwVMzkn_1PfCgfl4lbw) [Lastet ned: 29.04.2020].
- [61] Bane NOR, *Fakta om prosjektet*, 2015. [Online]. Hentet fra: <https://www.banenor.no/Prosjekter/prosjekter-old/ferdige-prosjekter/farriseidet---porsgrunn2/innhold/2015/fakta-om-prosjektet/> [Lastet ned: 30.04.2020].
- [62] ÅF Norge, *Dobbeltspor vestfoldbanen-farriseidet-porsgrunn*. [Online]. Hentet fra: <https://www.afconsult.com/no/tjenester/losninger/norge/dobbeltspor-vestfoldbanen-farriseidet-porsgrunn/> [Lastet ned: 30.04.2020].
- [63] Bane NOR, *Hallevannetbrua er nominert til betongtavlen 2018*, 2018. Hentet fra: <https://www.banenor.no/Prosjekter/prosjekter-old/ferdige-prosjekter/farriseidet---porsgrunn2/innhold/2018/hallevannetbrua-er-nominert-til-betongtavlen-2018/> [Lastet ned: 08.05.2020].
- [64] M. E. Software, *Midas geotechnical analysis manual*, 2014. [Online]. Hentet fra: [http://manual.midasuser.com/en\\_common/gts%20nx/150/GTX.htm#GTS\\_NX/Analysis/Analysis\\_Case/General/Linear\\_time\\_history\\_analysis\\_\(Modal\\_Direct\).htm](http://manual.midasuser.com/en_common/gts%20nx/150/GTX.htm#GTS_NX/Analysis/Analysis_Case/General/Linear_time_history_analysis_(Modal_Direct).htm). Lastet ned: 13.05.2020.
- [65] Solidworks, *Frequency analysis*, 2019. [Online]. Hentet fra: [http://help.solidworks.com/2019/english/SolidWorks/cworks/hidd\\_frequency\\_analysis\\_grap\\_h.htm?format=P&value=](http://help.solidworks.com/2019/english/SolidWorks/cworks/hidd_frequency_analysis_grap_h.htm?format=P&value=) [Lastet ned: 05.05.2020].
- [66] M. J. N. Priestley og F. Seible, *Seismic assessment and retrofit of bridges*. San Diego: Department of Applied Mechanics and Engineering Sciences, University of California, 1991. Hentet fra: <https://books.google.no/books?id=AsziAAAAMAAJ> [Lastet ned: 05.05.2020].
- [67] G. M. Kandge, "Influence of mode dependent rayleigh damping on transient stress response", Masteroppgave, Department of Mechanical Engineering, Blekinge Insitute of Tehncology, 2007. Hentet fra: <http://www.diva-portal.org/smash/get/diva2:832236/FULLTEXT01> [Lastet ned: 06.05.2020].

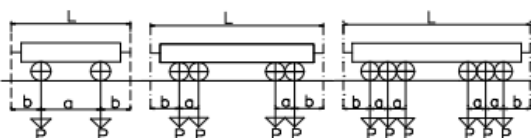
- [68] M. J. Veletzos og J. I. Restrepo, "A case study of analysis techniques for precast segmental bridges subjected to verticalseismic excitation", 2010. [Online]. Hentet fra: [https://www.researchgate.net/publication/299678406\\_A\\_case\\_study\\_of\\_analysis\\_techniques\\_for\\_precast\\_segmental\\_bridges\\_subjected\\_to\\_verticalseismic\\_excitation/stats](https://www.researchgate.net/publication/299678406_A_case_study_of_analysis_techniques_for_precast_segmental_bridges_subjected_to_verticalseismic_excitation/stats) [Lastet ned: 05.05.2020].

## 12 Vedlegg

Vedlegg A - Linjekategorier på norske jernbanelinjer .....	A-1
Vedlegg B - Integrasjon av bevegelsesligningen i ZBBD .....	B-1
Vedlegg C - Influenslinje statisk moment i RSA .....	C-1
Vedlegg D - Beregninger 5.1.4, MatLabsript.....	D-1
Vedlegg E - Script Sofistik «Rolling Stock Analysis. Tsi-beam-02.dat» .....	E-1
Vedlegg F - Resultater 6.1, grafer fra ZBBD med varierende antall moder.....	F-1
Vedlegg G - Resultater 6.1, forsøk med varierende antall moder .....	G-1
Vedlegg H - Resultater 6.2, forsøk med svilleavstand .....	H-1
Vedlegg I - Resultater 6.3, forsøk med varierende demping .....	I-1
Vedlegg J - Resultater 6.4, kontroll av statisk moment.....	J-1
Vedlegg K - Resultater 6.5, forsøk med kontinuerlige broer.....	K-1
Vedlegg L - Resultater 6.6, sammenligning av Sofistik og RSA .....	L-1
Vedlegg M - Sammenheng mellom akselerasjon/nedbøying/DAF og masse, stivhet og frekvens...M-1	
Vedlegg N - Bjelkeprofiltabeller .....	N-1
Vedlegg O - Masseberegninger til screening.....	O-1
Vedlegg P - Lokomotiv TRAXX AC3 .....	P-1
Vedlegg Q - Resultater nærmere kontroll Caldintav .....	Q-1
Vedlegg R - Bro nr. 41 - oppriss, tverrsnitt og modell i CSiBridge .....	R-1
Vedlegg S - Ønna bro - oppriss og brotverrsnitt.....	S-1
Vedlegg T - Vestre Hobekk bro - oppriss og brotverrsnitt.....	T-1
Vedlegg U - Hallevannet bro - oppriss, tverrsnitt og søyler .....	U-1
Vedlegg V - Beregningsparametere i Caldintav og resultater for HSLM-A.....	V-1
Vedlegg W - Resultater Ønna bro.....	W-1
Vedlegg X - Resultater Vestre Hobekk bro .....	X-1
Vedlegg Y - Resultater Hallevannet bro.....	Y-1
Vedlegg Z - Sammenligning av moder i CSiBridge og Caldintav .....	Z-1
Vedlegg Æ- Excelfil med resultater for screening, og resultater for modalanalyse Ønna, Vestre Hobekk og Hallevannet bro	
Vedlegg Ø - CSiBridge-filer med modeller for Ønna, Vestre Hobekk og Hallevannet bro	



**Jernbaneverket** **INFRASTRUKTURENS EGENSKAPER** Kap.: 3.d  
 Banedivisjonen Permissible axle loads / linear loads on bridges Utgitt: 01.07.2010  
 Aksellaster og metervekter pga. bruens bæreevne Rev.: 2  
**Spor og profil** Side: 1 av 1



Strekning / Line	Oppfyller linjeklasse etter EN 15528 / Comply with line classi- fication in EN 15528	Maks. aksellast /Max axle load P (tonn)	$\Sigma P/L$ , P/a og P/b (se figur) må ikke overstige Max values for $\Sigma P/L$ , P/a and P/b: Vogner og loktyper / Wagon and locomotive types				
			$\Sigma P/L$	P/a		P/b	
				Alle typer /All types	2 og 4 akslede / 2 and 4 axled	3 og 6 akslede. / 3 and 6 axled	4 akslede / 4 axled
Alle unntatt nedenstående/ All except listed below	D2	22,5	6,6	11	11	15	10 <sup>1)</sup>
Oslo S - Moss - Korvsjø	D4	22,5	8,3	14	14	20	20
Loenga - Alnabru	D4	22,5	8,3 <sup>2)</sup>	14	14	20	20
Hjuksebe - Notodden	D2	22,5 <sup>3)</sup>	6,6 <sup>3)</sup>	11	11	15	10 <sup>1)</sup>
Hen - Randsfjord	D2	22,5 <sup>4)</sup>	6,6 <sup>4)</sup>	11	11	15	10 <sup>1)</sup>
Mo i Rana - Dunderland	D4	24	8,5	14	14	20	20
Narvik - Vassijaure	E5	30	12	16,67	16,67	33,3 <sup>5)</sup>	20
Fagernes - Narvik	E4	25	8,0	15	15	20	20
Gardermø- banen	E4	25	8,0	15	15	20	20
Sandnes - Stavanger	D4	22,5	8,0	14	14	20	20
Grong - Namsos	C2	20,5	6,6	10	10	13,6	9,1
Eina - Dokka	C2	20,5	6,6	10	10	13,6	9,1

P = aksellast / axle load [t] L, a, b = avstander / distances in [m]  
 For mere detaljer se EN 15528 / For more details see EN 15528

Forklaring til henvisningsnumrene i tabellen / explanation to notes in the table:

- 1) For 6-akslede vogner tillates P/b=15 t/m når P≤15 t. / For 6-axled wagons P/b=15t/m is allowed when P≤15 t
- 2) Maksimal hastighet 60 km/h på bruene mellom km. 1,50 og km. 2,30 / Max speed 60 km/h on the bridges between km 1,50 and km 2,30.
- 3) Maks. hastighet 60 km/h på bru over "Hjuksa" / Max speed 60km/h on bridge over "Hjuksa"
- 4) Maksimal hastighet 30 km/h på bruene over Væla / Max speed 30 km/h on bridges over "Væla"
- 5) Beregnet med b = 0,9m / Calculated with b = 0,9 m

Dok.nr.: JD 590

Utgitt av: BTK

Godkjent av: BT

The external damping mechanism is introduced by the familiar term  $c\dot{u}$ . In order to solve the equation of motion (1), the modal superposition technique is used in the CALDINTAV algorithm. The solution of the equation (1) can be decoupled into an infinite set of modal generalised coordinates  $q_n(t)$  and mode shapes  $\Phi_n(x)$  as:

$$u(x, t) = \sum_{n=1}^{\infty} q_n(t)\Phi_n(x) \quad (2)$$

For the simply-supported bridges, the  $n$  mode shape can be expressed in function of sin as:

$$\Phi_n(x) = \sin\left(\frac{n\pi x}{L}\right) \quad (3)$$

being  $L$  the span length of the bridge,  $x$  the bridge local coordinate. Applying the orthogonality relationship of the mode shapes, the governing equation of motion (1) is uncoupled for each generalized coordinate  $q_n(t)$  as following:

- for a moving load:

$$\ddot{q}_n(t) + 2\zeta\omega_n\dot{q}_n(t) + \omega_n^2q_n(t) = \frac{P\Phi_n(vt)}{\int_0^L m\Phi_n(x)^2 dx} \quad (4)$$

- or for a convoy of moving loads:

$$\ddot{q}_n(t) + 2\zeta\omega_n\dot{q}_n(t) + \omega_n^2q_n(t) = \sum_{k=1}^{N_p} \frac{P_k\Phi_n(vt - d_k)}{\int_0^L m\Phi_n(x)^2 dx} \quad (5)$$

In order to solve the differential equations (4) or (5), the integration based on the interpolation of the excitation /10/ is applied in the CALDINTAV program. The solution of the differential equation at time  $i + 1$  can be determined as:

$$\mathbf{w}_{i+1} = A\mathbf{w}_i + B\dot{\mathbf{w}}_i + C\mathbf{Q}_i + D\mathbf{Q}_{i+1} \quad (6)$$

and its velocity is given by

$$\dot{\mathbf{w}}_{i+1} = A'\mathbf{w}_i + B'\dot{\mathbf{w}}_i + C'\mathbf{Q}_i + D'\mathbf{Q}_{i+1} \quad (7)$$

where

- $\mathbf{w} = [q_1, q_2, \dots, q_n]^T$  is a vector of uncoupled generalised coordinates,
- $\mathbf{Q} = \left[ \frac{P\Phi_1(vt)}{\int_0^L m\Phi_1(x)^2 dx}, \frac{P\Phi_2(vt)}{\int_0^L m\Phi_2(x)^2 dx}, \dots, \frac{P\Phi_n(vt)}{\int_0^L m\Phi_n(x)^2 dx} \right]^T$  is a vector of modal forces,
- $A, B, C, D, A', B', C', D'$  are the eight coefficients that depend on the structure parameters  $\omega_n, \zeta_n$  and on the time step  $\Delta t$  (detailed expressions can be found in Fig. 2). For the case of the convoy of moving loads, for the loads that do not enter the bridge ( $vt - d_k < 0$ ) or leave the bridge ( $vt - d_k > L$ ) the modal loads are zero.

$$A = e^{-\zeta_n \omega_n \Delta t} \left( \frac{\zeta_n}{\sqrt{1 - \zeta_n^2}} \sin \omega_D \Delta t + \cos \omega_D \Delta t \right) \quad (8)$$

$$B = e^{-\zeta_n \omega_n \Delta t} \left( \frac{1}{\omega_D} \sin \omega_D \Delta t \right) \quad (9)$$

$$C = \frac{1}{\omega_n^2} \left\{ \frac{2\zeta_n}{\omega_n \Delta t} + e^{-\zeta_n \omega_n \Delta t} \left[ \left( \frac{1 - 2\zeta_n^2}{\omega_D \Delta t} - \frac{\zeta_n}{\sqrt{1 - \zeta_n^2}} \right) \sin \omega_D \Delta t - \left( 1 + \frac{2\zeta_n}{\omega_n \Delta t} \right) \cos \omega_D \Delta t \right] \right\} \quad (10)$$

$$D = \frac{1}{\omega_n^2} \left[ 1 - \frac{2\zeta_n}{\omega_n \Delta t} + e^{-\zeta_n \omega_n \Delta t} \left( \frac{2\zeta_n^2 - 1}{\omega_D \Delta t} \sin \omega_D \Delta t + \frac{2\zeta_n}{\omega_n \Delta t} \cos \omega_D \Delta t \right) \right] \quad (11)$$

$$A' = -e^{-\zeta_n \omega_n \Delta t} \left( \frac{\omega_n}{\sqrt{1 - \zeta_n^2}} \sin \omega_D \Delta t \right) \quad (12)$$

$$B' = e^{-\zeta_n \omega_n \Delta t} \left( \cos \omega_D \Delta t - \frac{\zeta_n}{1 - \zeta_n^2} \sin \omega_D \Delta t \right) \quad (13)$$

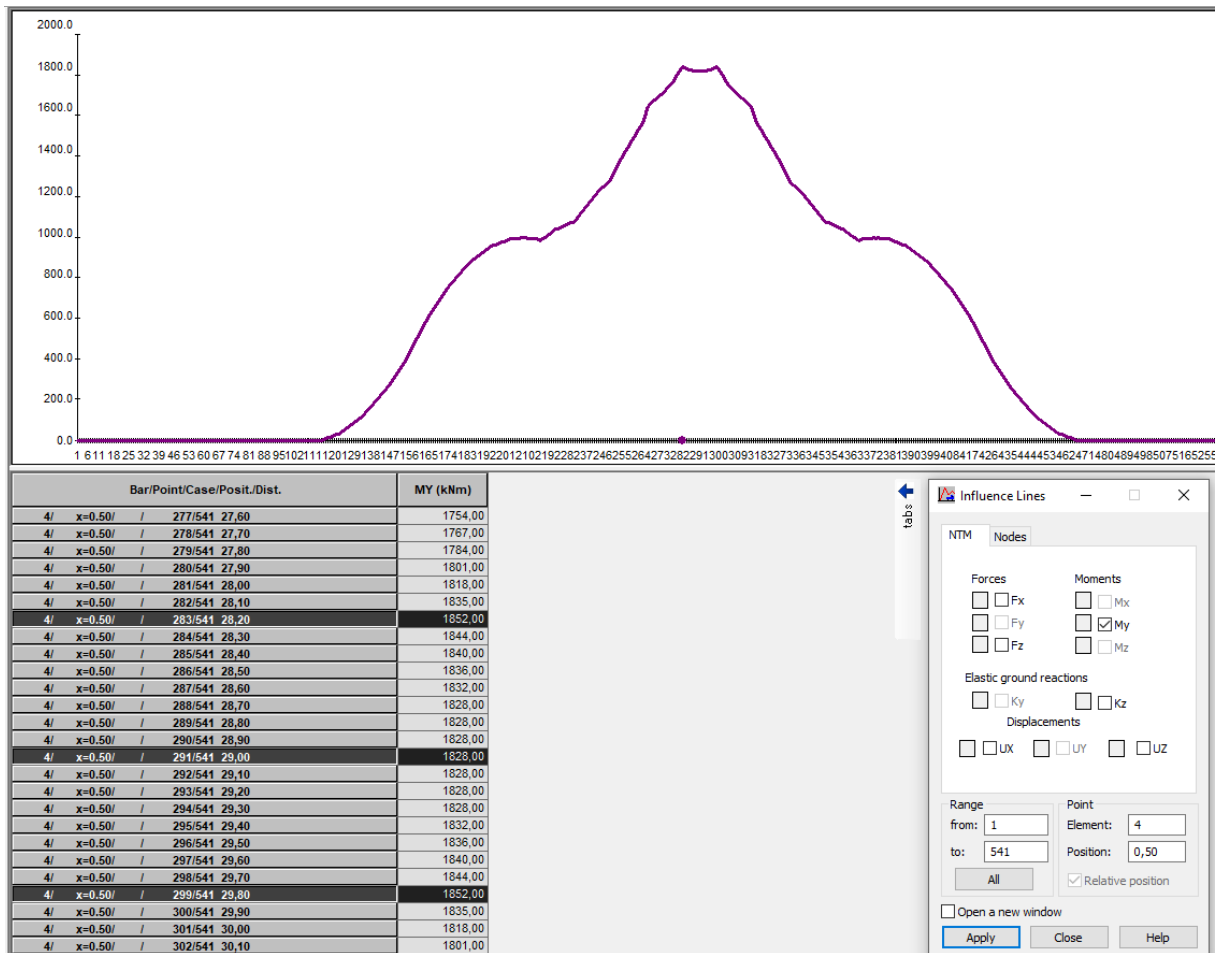
$$C' = \frac{1}{\omega_n^2} \left\{ -\frac{1}{\Delta t} + e^{-\zeta_n \omega_n \Delta t} \left[ \left( \frac{\omega_n}{\sqrt{1 - \zeta_n^2}} + \frac{\zeta_n}{\sqrt{1 - \zeta_n^2}} \right) \sin \omega_D \Delta t + \frac{1}{\Delta t} \cos \omega_D \Delta t \right] \right\} \quad (14)$$

$$D' = \frac{1}{\omega_n^2 \Delta t} \left[ 1 - e^{-\zeta_n \omega_n \Delta t} \left( \frac{\zeta_n}{\sqrt{1 - \zeta_n^2}} \sin \omega_D \Delta t + \cos \omega_D \Delta t \right) \right] \quad (15)$$

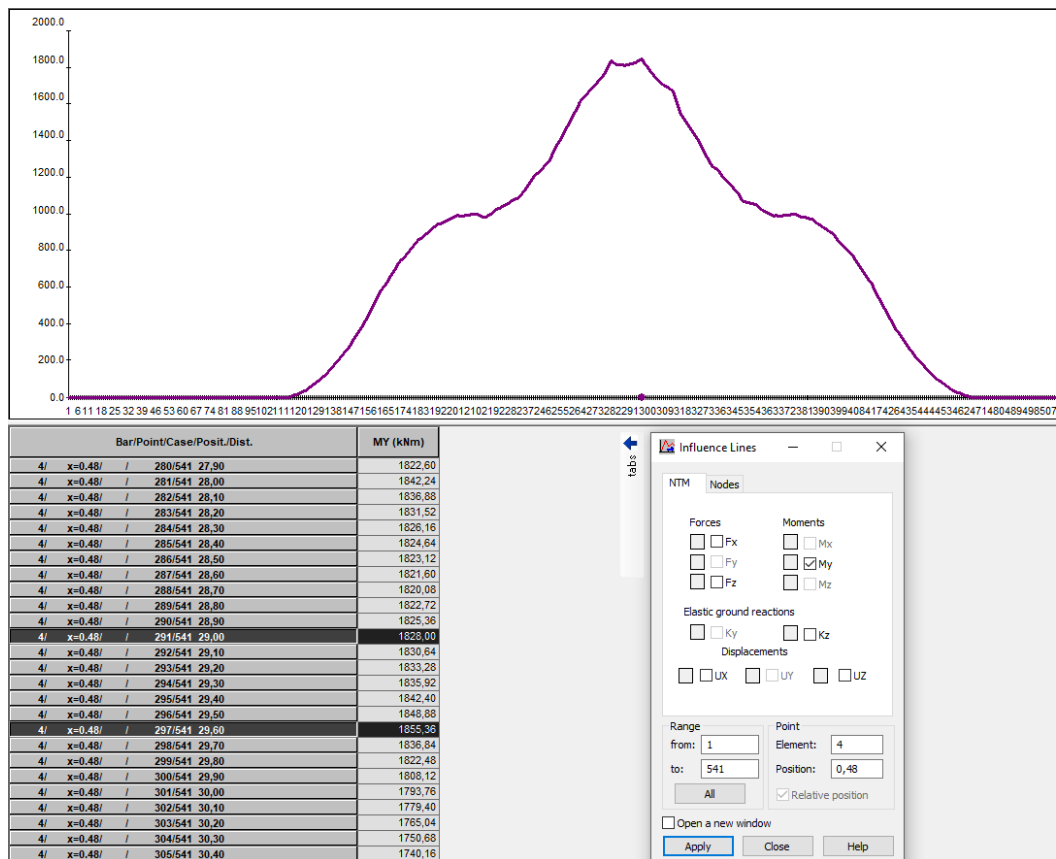
where  $\omega_n = 2\pi f_n$  is angular frequency (rad/s) and the  $\omega_D = \omega_n \sqrt{1 - \zeta_n^2}$  is damped frequency (rad/s).

**Figure 2:** Parameters for exact integration /7/

Vedlegg C      Influenslinje statisk moment i RSA



Influenslinje for momentet på midten av en 10 m bro ved passering av LM71. Uthevete verdier er moment ved sentrisk plassering og eksentrisk plassering som gir størst moment.



Influenslinje for momentet 0.2 meter til venstre for midten av den samme broen ved passering LM71. Uthevete verdier er moment ved sentrisk plassering og eksentrisk plassering som gir størst moment.

Plassering	Sentrisk plassert	Eksentrisk/maks moment
Moment midt på	1828 kNm	1852 kNm
Moment 0.2 m til venstre for midten	1828 kNm	1855.38 kNm
Relativ differanse	0 %	0.18 %

Vedlegg D      Beregninger 5.4, MatLabscript

```
F=225; %Aksellast i KN
L=20; % Spenn [m]
c=36/3.6; % Hastighet [m/s]
t=[0:0.005:30]; % Tid [s]
    %Aksel plassering Green Cargo
d=[0
1.8
9.25
11.05
14.05
15.85
23.3
25.1
28.1
29.9
37.35
39.15
42.15
43.95
51.4
53.2
56.2
58
65.45
67.25
70.25
72.05
79.5
81.3
84.3
86.1
93.55
95.35
98.35
100.15
107.6
109.4
112.4
114.2
121.65
123.45
126.45
```

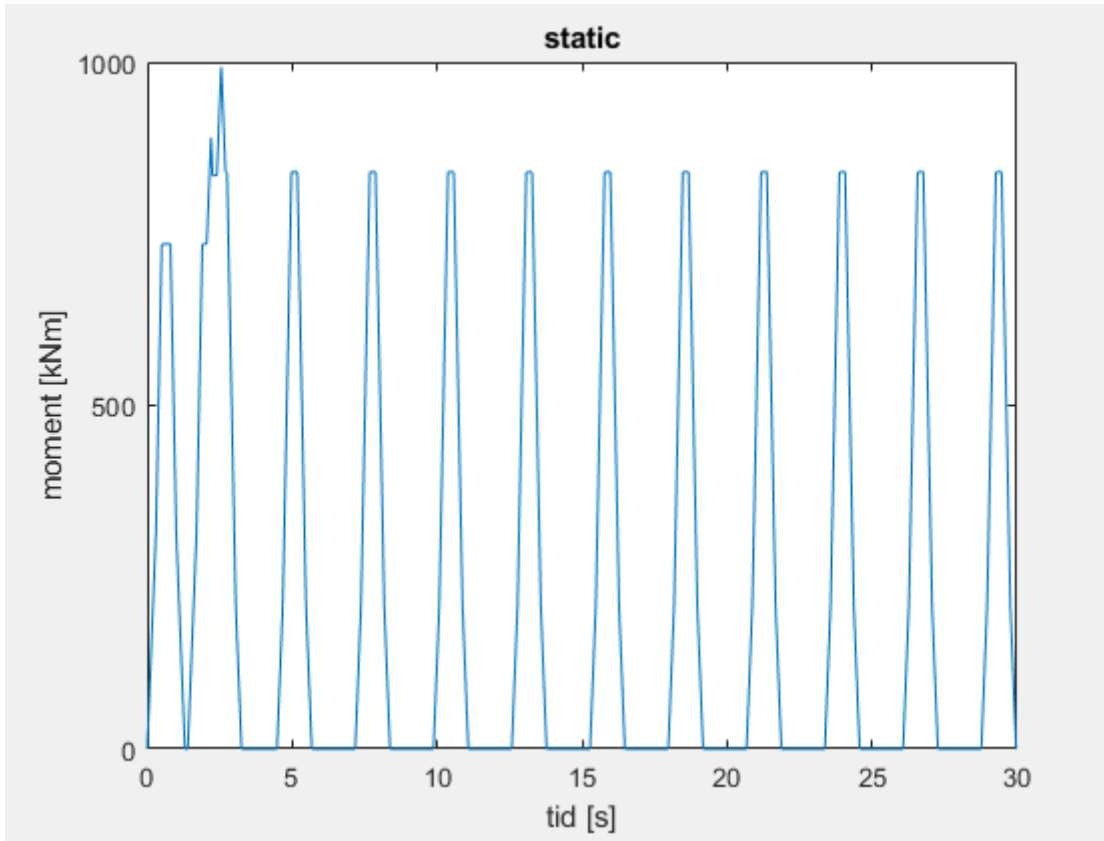
```

128.25
135.7
137.5
140.5
142.3
149.75
151.55
154.55
156.35
163.8
165.6
168.6
];
x=t*c; % Distanse under gjennomført tid
for i=1:length(x);

a=x(i)-d;
h=1;
for p=1:length(a)

if a(p)>=0 & a(p)<=L/2 %For last på første halvdel
M(h)=F*a(p)/2;
h=h+1;
elseif a(p)>L/2 & a(p)<=L %For last på andre halvdel
M(h)=F*(L-a(p))/2;
h=h+1;
else %Passert tog
M(h)=0;
h=h+1;
end
end
Ms(i)=sum(M); %Summen av de ulike aksellastene
clear M;
end
Moment7=[Ms]';
save Moment7.txt Moment7
distance7=[x]';
save distance7.txt distance7
figure(1)
plot(t,Ms)
title('static')
xlabel('tid [s]')
ylabel('moment [kNm]')
set(gca, 'XTick')
set(gca, 'YTick', [-1500:500:3000])
Max=max(Ms)

```





Vedlegg E      Script Sofistik «Rolling Stock Analysis, tsi-beam-02.dat»

\$ Train Passing Bridge

\$ General Example with different velocities and one load train

\$ File tsi-beam-01.dat

!#Chapter System

+prog aqua urs:1

head Material + Cross Section

echo mat,sect full

norm en 1992-2004

conc 1 c 30

stee 2 b 500

srec 1 h 2[m] b 2[m] ho 0.4[m] bo 5[m] so 60 aso 60 asu 120 DASO 25 25

end

\$ In case you want to use PROD SOFiMSHA

-prog sofimsha urs:2 \$Bridge FE-System

head system

syst 3d gdiv 1000

node no 1 x 0 0 0 fix ppmx

node no 2 x 20 0 0 fix xpmx

grp 1

beam mesh 1 2 ncs 1 div 20

!\*Label Define Edge for dynamic loading

edge 1 fit n1 1 n2 2

end

\$ We recommend to use PROG SOFiMSHC

+prog sofimshc urs:11 \$Bridge FE-System

head system

syst 3d gdiv 1000

ctrl mesh 1

\$

!#!Label Structure Points

SPT 1 x 0 0 0 fix ppmx

SPT 2 x 20 0 0 fix xpmx

!#!Label Structure Line for Bridge Beam

SLN 100 NPA 1 NPE 2 GRP 1 SDIV -20 SNO 1 STYP B

!#!Structure Line for dynamic loading

\$ create a dummy structure line number 1 to be selected later on in

\$ module DYNA for the command CONT

SLN 1 NPA 1 NPE 2 GRP 99

end

!#!Chapter Loads

+prog sofiload urs:3

head Load Train

!#!Label Definition Actions

ACT G

ACT L

!\*!Label Definition Load Cases

LC 1 type G titl 'self weight' factd 1.0

!\*!Label Definition Load Trains

\$ Define all HSLM Trains according code

let#1 1

LOOP 10

LC 100+#1 TITL 'Load Train' TYPE none

TRAI TYPE HSLM P1 "A#1"

let#1 #1+1

ENDLOOP

end

+prog ase urs:7

head 'Self weight'

LC 1

end

!#!Chapter Dynamic Train Passing

+prog dyna urs:4

HEAD EIGENVALUES OF BRIDGE

sto#xsi 0.05 \$ Lehr's damping

sto#f1 8.528 \$ 1st Eigenform manual input necessary !!

sto#f2 41.732 \$ 5th Eigenform

sto#a #xsi\*4\*#PI\*#f1\*#f2/(#f1+#f2)

sto#b #xsi/#PI/(#f1+#f2)

EIGE 5 LANC LC 2001

GRP - RADA #a RADB #B \$ Check if assumptions for damping parameters are OK

END

+prog template urs:9

head Definition of Analysis Parameters

<TEXT> Damping

How to calculate Mass proportional damping and Stiffness proportional factor is described manual DYNA chapter 3.10.

The mean modal damping for concrete  $\xi = \#(\#\xi * 100, 7.1)\%$

The minimum frequency  $f1 = \#(\#f1, 7.3)$  Hz

The maximum frequency  $f2 = \#(\#f2, 7.3)$  Hz

Mass proportional damping factor  $A = \xi * 4\pi * f1 * f2 / (f1 + f2) = \#(\#a, 13.6)$

Stiffness proportional damping factor  $B = \xi / \pi / (f1 + f2) = \#(\#b, 13.6)$

</TEXT>

\$ Values of Speedparameter

sto#SPEEDPAR 120,360,10 \$ min. speed, max. speed ,increment

loop#speed  $(\#SPEEDPAR(1) - \#SPEEDPAR(0)) / \#SPEEDPAR(2) + 1$

LET#V1  $\#SPEEDPAR(0) + \#SPEED * \#SPEEDPAR(2)$  \$ SPEED in km/h

LET#V  $\#V1 / 3.6$  \$ SPEED in m/sec from km/h

sto#lb 20 \$ length of bridge

sto#lt 400 \$ length of load train

LET#TT  $1.5 * (\#lb + \#lt) / \#V$  \$ => total time is  $1.5 * (\#lb + \#lt) / \#v$

sto#STEP 0.10/20 \$ time step lowest period/20

<TEXT> <U>Variable Time Step Analysis  $\#(\#speed + 1, 2)$ </U>

Speed of train passing  $v = \#(\#v * 3.6, 10.2)$  km/h

Speed of train passing  $v = \#(\#v, 10.2)$  m/s

Travelling time over bridge  $tt = 1.5 * (\#lb + \#lt) / v = \#(\#tt, 10.2)$  s

Length of bridge  $lb = \#(\#lb, 10.2)$  m

```

Lenght of load train      lt = #(#lt,10.2) m
Time step                 step = #(#step,10.5) s
</TEXT>
endloop

end

+prog dyna urs:5
head DYNAMIC PASSING OF LOADS OF TRAINS
LOOP#TRAIN 1
LOOP#SPEED (#SPEEDPAR(1)-#SPEEDPAR(0))/#SPEEDPAR(2)+1
ctrl solv 3
LET#V1 #SPEEDPAR(0)+#SPEED*#SPEEDPAR(2) $ SPEED in km/h
LET#V #V1/3.6          $ SPEED in m/sec from km/h
LET#TT 1.5*(#lb+#lt)/#V      $ => total time is 1.5(lb..length bridge+lt..length load train)/#v
$ process analysis
STEP N #TT/#STEP DT #STEP A #a B #b $ Time step integration
LC 101+#TRAIN      $ LOAD TRAIN ALONG EDGE 1 WITH AUTOMATIC TIME VALUES
CONT NR 1 V #V YEX 0.0 $ AUTOMATIC TIMEVALUES IN NODES FROM BEAMS
$ Save results for plots
LET#LC 1000+100*#TRAIN+2*#SPEED
#define LC1=#LC      $print results save results in file.txt
HIST U-Z 1010 LCST #LC $resu prin  dump node_1010_uz-$(LC1).txt
HIST A-Z 1010 LCST #LC $resu prin  dump node_1010_az-$(LC1).txt
HIST MY 1010 LCST #LC $resu prin  dump beam_1010_MY-$(LC1).txt
$ save results in database
extr u max #lc min #lc+1 ACT L
extr a max #lc min #lc+1 ACT L
extr MY max #lc min #lc+1 ACT L

END
ENDLOOP

```

ENDLOOP

END

+prog dynr urs:6

head Plot Results

LOOP#TRAIN 1

LOOP#SPEED (#SPEEDPAR(1)-#SPEEDPAR(0))/#SPEEDPAR(2)+1

LET#LC 1000+100\*#TRAIN+2\*#SPEED

LET#V #SPEEDPAR(0)+#SPEED\*#SPEEDPAR(2) \$ SPEED in km/h

\$ hist LCS #LC type u-z 1010 titl 'RESULTS FOR TRAIN #TRAIN SPEED #V lc #lc'

\$ hist LCS #LC type a-z 1010 titl 'RESULTS FOR TRAIN #TRAIN SPEED #V lc #lc'

hist LCS #LC type my 1010 titl 'RESULTS FOR TRAIN #TRAIN SPEED #V lc #lc'

ENDLOOP

ENDLOOP

end

+PROG WING urs:10

HEAD Show results

PAGE UNII 0

CTRL OPT GSTR VAL DEFA

CTRL OPT AXIS VAL DEFA

\$ graphics 1 | Picture 1 | Layer 1 : Beam Elements , Bending moment My LC: 1000

PAGE LANO 1 UNIO 5

SIZE TYPE URS SC 0

SIZ2

AND POSI 1 POSL 0 POSR 100 POSD 0 POSU 100

SCHH H6 -0.380000 ND 1 MMOD OFF

LC NO 1000 DESI 1

VIEW TYPE DIRE X 0 Y -1 Z 0 AXIS POSZ ROTA 0

DEFO TYPE NO EXPO 0 SMOV NO

SELE NUMB 0

DSGN TYPE LINE GFRB 2001

BEAM TYPE MY UNIT 500 SCHH NO STYP BEAM FILL NO REPR DLIN

\$ graphics 1 | Picture 1 | Layer 2 : Beam Elements , Bending moment My LC: 1024

AND

SCH2 DIRE DEFA

COLO C13 6001

LC NO 1024

DSGN TYPE LINE GFRB 8001

BEAM TYPE MY UNIT 500 SCHH NO STYP BEAM FILL NO REPR DLIN

\$ graphics 1 | Picture 1 | Layer 3 : Beam Elements , Bending moment My LC: 1048

AND

COLO C13 12001

LC NO 1048

MOVE X 4.0 Y 20.0 Z 0 UNIT PR A 0 SCHH 0.35 FACW 0.70 MARG 0 C 1001 CB 101 ALIG DEFA SET PEND BOX OFF  
GRNO 0 DTYP TEXT DISZ 1.30 DIST 0.60 DASH 0.40 PICT 0 SBOX 0

DRAW X 4.0 Y 20.0 Z 0 UNIT PR HINT NO DIST DEFA

TEXT "Bending Moment MY for HSLM A1 with v = 120 km/h (LC 1000)- blue"

TEXT "Bending Moment MY for HSLM A1 with v = 240 km/h (LC 1024)- magenta"

TEXT "Bending Moment MY for HSLM A1 with v = 360 km/h (LC 1048)- green"

BEAM TYPE MY UNIT 500 SCHH NO STYP BEAM FILL NO REPR DLIN

END

!#!Chapter Fatigue Design

+prog aqb urs:8

head 'Dynamic Design'

echo full extr

LC 1 type G

LC - type L

beam from 1010 x 0 \$\$

LAMC 1.0

comb maxp my LC1 g LCST 911 titl 'perm g'

comb maxp my LC1 g LC2 L LCST 912 titl 'sig-max'

comb minp my LC1 g LC2 L LCST 913 titl 'sig-min'

COMB GMAX LCST 920

\$-----

\$ Input for design and output

ECHO NSTR full \$ -> fatigue desing in AQB printout

NSTR ULTI FAT DINF SIGS 999 \$ chekc steel stress only, without change of reinforcement

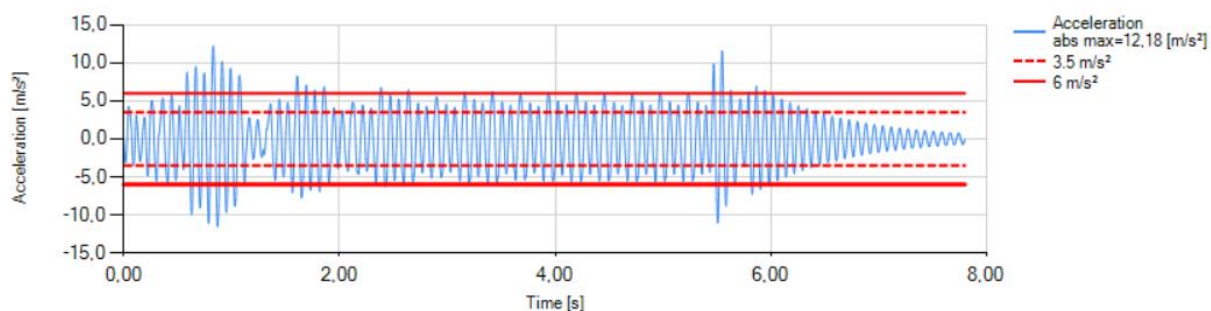
End

Script «tsi-beam-02.dat» som er brukt i Sofistik.

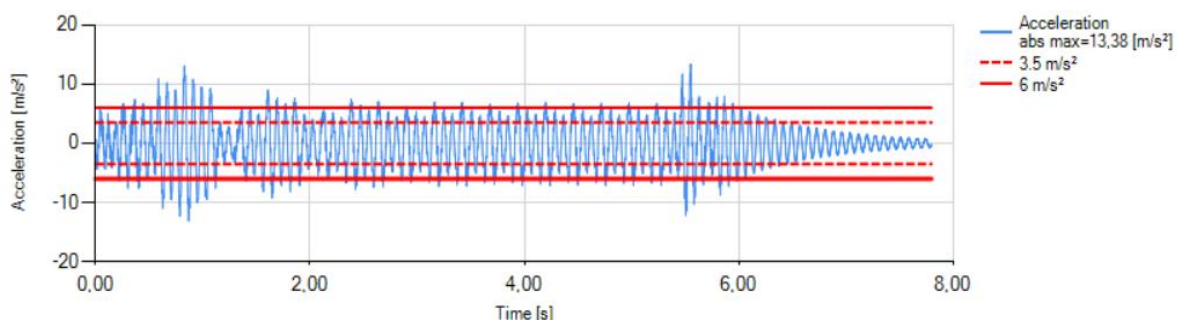


## Vedlegg F Resultater 6.1, grafer fra ZBBD med varierende antall moder

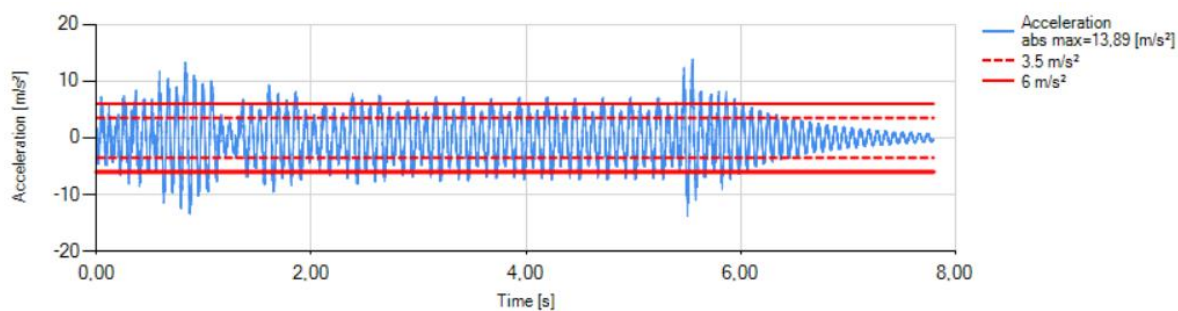
Vedlegg - Resultater 6.1, grafer fra ZBBD med varierende antall moder



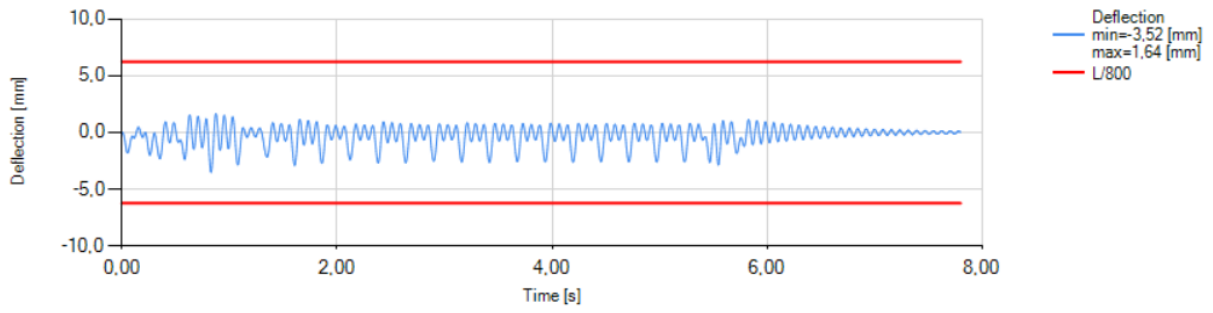
Forsøk nr. 1, akselerasjon med 1 mode.



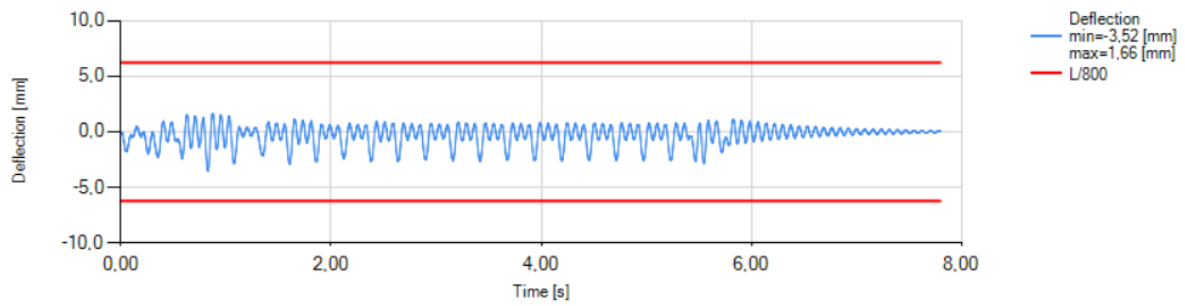
Forsøk nr. 1, akselerasjon med 3 moder.



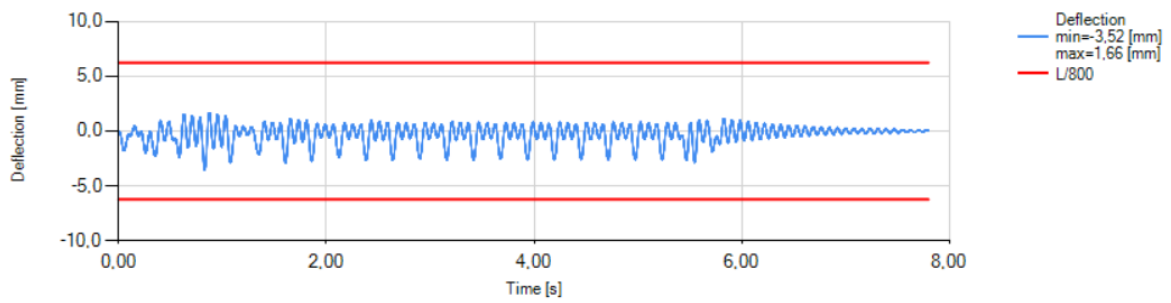
Forsøk nr. 1, akselerasjon med 10 moder.



Forsøk nr. 1, nedbøyning 1 mode.



Forsøk nr. 1, nedbøyning 3 moder.



Forsøk nr. 1, nedbøyning 10 moder.

Vedlegg G

Resultater 6.1, forsøk med varierende antall moder

Forsøk nr.	Parametre		Nedbøyning (mm)			Prosentvis avvik			Akselerasjon (m/s <sup>2</sup> )			Prosentvis avvik				
	Brosjenn (m)	hastighet (km/h)	Togtype (HSJM)	Frekvens (Hz)	ZBBD	RSA	Caldintav	ZBBD/RSA	Caldintav/RSA	ZBBD/Caldintav	ZBBD	RSA	Caldintav	ZBBD/RSA	Caldintav/RSA	ZBBD/Caldintav
1	5	250	A-1	12,80	3,52	3,57	3,59	1,37	0,59	1,95	12,18	15,871	12,50	23,26	21,24	2,56
2	5	276 (R)	A-1	12,80	7,33	7,43	7,49	1,95	0,81	2,14	40,19	43,08	41,19	6,71	4,39	2,43
3	5	250	A-6	12,80	3,62	3,69	3,70	1,87	0,19	2,06	12,41	16,33	12,76	24,00	21,86	2,74
4	7	250	A-2	9,14	5,11	5,21	5,22	1,82	0,19	2,11	9,52	11,06	9,73	13,92	12,00	2,19
5	7	313 (R)	A-2	9,14	13,67	13,81	13,92	1,01	0,80	1,80	40,00	41,05	40,81	2,56	0,58	1,98
6	7	320	A-2	9,14	9,14	9,14	9,19	0,00	0,55	0,54	28,09	29,04	28,25	3,27	2,72	0,57
7	8	250	A-10	8,00	13,04	13,58	13,51	2,54	0,52	2,03	24,10	26,25	24,62	8,19	6,21	2,11
8	8	274 (R)	A-2	8,00	15,17	15,34	15,45	1,13	0,69	1,81	33,58	35,49	34,20	5,37	3,62	1,81
9	8	300	A-10	8,00	9,94	10,17	10,15	2,26	0,20	2,07	19,09	19,79	19,48	3,56	1,59	2,00
10	10	275	A-6	6,40	17,89	17,94	18,25	0,27	1,74	1,97	27,47	28,62	28,01	4,01	2,12	1,93
11	10	265 (R)	A-6	6,40	31,60	32,14	32,24	1,69	0,30	1,99	47,38	48,47	48,33	2,25	0,29	1,97
12	10	275	A-10	6,40	13,87	14,04	14,15	1,18	0,82	1,98	17,51	17,80	17,86	1,63	0,33	1,96
13	15	250	A-10	4,27	24,94	25,39	25,42	1,76	0,13	1,89	10,97	11,60	11,18	5,42	3,61	1,88
14	15	207 (R)	A-10	4,27	43,83	44,13	44,70	0,68	1,29	1,95	25,17	25,38	25,66	0,82	1,12	1,91
15	15	250	A-6	4,27	21,38	21,75	21,79	1,72	0,17	1,88	9,41	9,94	9,59	5,28	3,47	1,88
16	20	275	A-6	4,00	20,32	20,82	20,72	2,39	0,47	1,93	9,36	9,89	9,54	5,32	3,50	1,89
17	20	331 (R)	A-6	4,00	78,85	80,15	80,39	1,62	0,30	1,92	45,74	46,61	46,65	1,87	0,08	1,95
18	20	275	A-1	4,00	24,12	24,33	24,59	0,88	1,05	1,91	13,97	14,26	14,24	2,04	0,15	1,90
19	30	250	A-1	2,52	21,75	22,06	22,18	1,41	0,53	1,94	1,40	1,98	1,43	29,44	27,92	2,10
20	30	163 (R)	A-1	2,52	41,97	42,76	42,79	1,84	0,08	1,92	6,50	6,59	6,63	1,29	0,68	1,96
21	30	250	A-10	2,52	96,09	96,82	98,07	0,75	1,29	2,02	19,33	19,66	19,74	1,68	0,41	2,08
					Gjennomsnitt avvik i %			Gjennomsnitt avvik i %			Gjennomsnitt avvik i %					
					1,41	0,61	1,89	7,23	5,61	1,99						

Resultater for forsøk gjennomført med 1 mode. (R) betyr at hastigheten er resonanshastighet for gitt frekvens og akselavstand.

Forsøk nr.	Parametre				Nedbøyning (mm)				Prosentvis avvik				Akselerasjon (m/s <sup>2</sup> )				Prosentvis avvik						
	Brosjenn (m)	Festighet (km/h)	Togtype (HSLM)	Frelvens (Hz)	ZBBD	RSA	Caldintav	ZBBD/RSA	Caldintav/RSA	ZBBD/RSA	Caldintav/RSA	ZBBD	RSA	Caldintav	ZBBD/RSA	Caldintav/RSA	ZBBD	RSA	Caldintav	ZBBD/RSA	Caldintav/RSA		
																						ZBBD	RSA
1	5	250	A-1	12,80	3,52	3,57	3,59	1,37	0,45	1,81	13,38	15,871	13,46	15,70	15,19	0,59	1,81	13,38	15,871	13,46	15,70	15,19	0,59
2	5	276 (R)	A-1	12,80	7,36	7,43	7,50	0,94	0,89	1,81	41,97	43,08	42,64	2,58	1,02	1,57	41,97	43,08	42,64	2,58	1,02	1,57	0,80
3	5	250	A-6	12,80	3,62	3,69	3,69	1,87	0,08	1,79	13,66	16,33	13,77	16,35	15,67	0,80	13,66	16,33	13,77	16,35	15,67	0,80	1,48
4	7	250	A-2	9,14	5,11	5,21	5,21	1,92	0,00	1,92	10,63	11,06	10,79	3,89	2,44	1,48	10,63	11,06	10,79	3,89	2,44	1,48	1,92
5	7	313 (R)	A-2	9,14	13,70	13,81	13,94	0,80	0,94	1,72	40,81	41,05	41,61	0,58	1,36	1,92	40,81	41,05	41,61	0,58	1,36	1,92	0,18
6	7	320	A-2	9,14	9,14	9,14	9,17	0,00	0,33	0,33	28,38	29,04	28,33	2,27	2,44	0,18	28,38	29,04	28,33	2,27	2,44	0,18	1,64
7	8	250	A-10	8,00	13,07	13,38	13,32	2,32	0,45	1,88	25,76	26,25	26,19	1,87	0,23	1,64	25,76	26,25	26,19	1,87	0,23	1,64	1,60
8	8	274 (R)	A-2	8,00	15,21	15,34	15,47	0,87	0,82	1,68	34,36	35,49	34,92	3,17	1,59	1,60	34,36	35,49	34,92	3,17	1,59	1,60	1,22
9	8	300	A-10	8,00	9,98	10,17	10,17	1,87	0,00	1,87	20,24	19,79	20,49	2,25	3,52	1,22	20,24	19,79	20,49	2,25	3,52	1,22	2,01
10	10	275	A-6	6,40	17,77	17,94	18,23	0,94	1,63	2,52	27,81	28,62	28,38	2,82	0,83	2,01	27,81	28,62	28,38	2,82	0,83	2,01	1,91
11	10	265 (R)	A-6	6,40	31,60	32,14	32,21	1,69	0,21	1,89	47,69	48,47	48,67	1,61	0,41	2,01	47,69	48,47	48,67	1,61	0,41	2,01	1,91
12	10	275	A-10	6,40	13,89	14,04	14,16	1,03	0,89	1,91	17,47	17,80	17,81	1,86	0,05	1,91	17,47	17,80	17,81	1,86	0,05	1,91	1,19
13	15	250	A-10	4,27	24,97	25,39	25,44	1,64	0,21	1,85	11,62	11,60	11,76	0,18	1,39	1,19	11,62	11,60	11,76	0,18	1,39	1,19	2,41
14	15	207 (R)	A-10	4,27	43,83	44,13	44,68	0,68	1,24	1,90	25,07	25,38	25,69	1,21	1,23	2,41	25,07	25,38	25,69	1,21	1,23	2,41	1,19
15	15	250	A-6	4,27	21,41	21,75	21,80	1,58	0,21	1,79	9,96	9,94	10,08	0,25	1,46	1,19	9,96	9,94	10,08	0,25	1,46	1,19	1,74
16	20	275	A-6	4,00	20,39	20,82	20,79	2,06	0,13	1,92	9,66	9,89	9,83	2,29	0,56	1,74	9,66	9,89	9,83	2,29	0,56	1,74	1,41
17	20	331 (R)	A-6	4,00	78,83	80,15	80,36	1,65	0,26	1,90	45,44	46,61	46,09	2,52	1,12	1,41	45,44	46,61	46,09	2,52	1,12	1,41	1,80
18	20	275	A-1	4,00	24,06	24,33	24,53	1,13	0,81	1,92	14,19	14,26	14,45	0,50	1,33	1,80	14,19	14,26	14,45	0,50	1,33	1,80	2,78
19	30	250	A-1	2,52	21,72	22,06	22,15	1,55	0,40	1,94	1,92	1,98	1,98	3,23	0,45	2,78	1,92	1,98	1,98	3,23	0,45	2,78	2,38
20	30	163 (R)	A-1	2,52	41,95	42,76	42,75	1,88	0,01	1,87	6,56	6,59	6,72	0,38	2,05	2,38	6,56	6,59	6,72	0,38	2,05	2,38	2,34
21	30	250	A-10	2,52	95,86	96,82	97,83	0,99	1,05	2,01	19,80	19,66	20,07	0,31	2,09	2,34	19,80	19,66	20,07	0,31	2,09	2,34	1,63
				Gjennomsnitt avvik i %				Gjennomsnitt avvik i %				Gjennomsnitt avvik i %				Gjennomsnitt avvik i %							
				1,37				0,52				1,82				3,13							

Resultater for forsøk gjennomført med 3 moder.

Forsøk nr.		Parametre				Nedbøyning (mm)				Prosentvis avvik				Akselerasjon (m/s <sup>2</sup> )				Prosentvis avvik			
		Brosjenn (m)	Hastighet (km/h)	Togtype (HSLM)	Frekvens (Hz)	ZBBD	RSA	CaIdintav	ZBBD/RSA	CaIdintav/RSA	ZBBD/CA	Idintav	ZBBD/RSA	CaIdintav/RSA	ZBBD	RSA	CaIdintav	ZBBD/RSA	CaIdintav/RSA	ZBBD/CA	Idintav
1	5	250	12,80	A-1	3,52	3,57	3,58	1,37	0,31	1,68	13,89	15,871	13,96	12,48	12,04	0,50	1,88				
2	5	276 (R)	12,80	A-1	7,36	7,43	7,45	0,94	0,27	1,21	42,19	43,08	43,00	2,07	0,19	1,88					
3	5	250	12,80	A-6	3,61	3,69	3,68	2,14	0,24	1,90	14,44	16,33	14,11	11,57	13,59	2,34					
4	7	250	9,14	A-2	5,11	5,21	5,20	1,92	0,19	1,73	10,95	11,06	10,92	0,99	1,27	0,27					
5	7	313 (R)	9,14	A-2	13,70	13,81	13,94	0,80	0,94	1,72	41,53	41,05	42,15	1,17	2,68	1,47					
6	7	320	9,14	A-2	9,14	9,14	9,17	0,00	0,28	0,28	28,91	29,04	28,50	0,45	1,86	1,44					
7	8	250	8,00	A-10	13,07	13,38	13,32	2,32	0,45	1,88	26,12	26,25	26,55	0,50	1,14	1,62					
8	8	274 (R)	8,00	A-2	15,21	15,34	15,47	0,87	0,82	1,68	35,01	35,49	35,51	1,34	0,07	1,41					
9	8	300	8,00	A-10	9,98	10,17	10,17	1,87	0,00	1,87	20,68	19,79	20,82	4,48	5,18	0,67					
10	10	275	6,40	A-6	17,89	17,94	18,23	0,27	1,63	1,87	28,82	28,62	28,87	0,71	0,88	0,17					
11	10	265 (R)	6,40	A-6	31,60	32,14	32,21	1,69	0,21	1,89	47,72	48,47	48,57	1,55	0,21	1,75					
12	10	275	6,40	A-10	13,89	14,04	14,16	1,03	0,89	1,91	18,00	17,80	18,14	1,12	1,90	0,77					
13	15	250	4,27	A-10	24,98	25,39	25,46	1,60	0,29	1,89	11,79	11,60	11,86	1,65	2,25	0,59					
14	15	207 (R)	4,27	A-10	43,84	44,13	44,68	0,66	1,24	1,88	25,41	25,38	25,83	0,13	1,79	1,63					
15	15	250	4,27	A-6	21,41	21,75	21,82	1,58	0,30	1,88	10,11	9,94	10,17	1,76	2,37	0,59					
16	20	275	4,00	A-6	20,40	20,82	20,80	2,01	0,09	1,92	9,70	9,89	9,90	1,88	0,14	2,02					
17	20	331 (R)	4,00	A-6	78,84	80,15	80,36	1,63	0,26	1,89	45,49	46,61	46,36	2,41	0,54	1,88					
18	20	275	4,00	A-1	24,07	24,33	24,53	1,08	0,81	1,88	14,29	14,26	14,51	0,20	1,75	1,52					
19	30	250	2,52	A-1	21,73	22,06	22,16	1,50	0,44	1,94	2,03	1,98	2,10	2,32	5,85	3,33					
20	30	163 (R)	2,52	A-1	41,97	42,76	42,76	1,84	0,01	1,85	6,61	6,59	6,74	0,88	2,35	1,93					
21	30	250	2,52	A-10	95,86	96,82	97,82	0,99	1,04	2,00	19,76	19,66	20,11	0,51	2,29	1,74					
Gjennomsnitt avvik i %																					
1,34																					
0,51																					
1,75																					
2,36																					
2,87																					
1,41																					

Resultater for forsøk gjennomført med 10 moder.

Med svilleavstand 0.65m																
Parametre				Nedbøyning (mm)			Prosentvis avvik			Akselesasjon (m/s <sup>2</sup> )			Prosentvis avvik			
Forsøk nr.	Brosjenn (m)	stighet (km/h)	ogtype (HSLM)	Frekvens (Hz)	ZBBD	RSA	Caidintav	ZBBD/RSA	Caidintav/RSA	ZBBD/Caidintav	ZBBD	RSA	Caidintav	ZBBD/RSA	Caidintav/RSA	ZBBD/Caidintav
1	8	250	A-10	8,00	12,55	12,87	12,79	2,49	0,63	1,88	23,66	23,82	23,87	0,68	0,20	0,88
2	8	274 (R)	A-2	8,00	14,60	14,76	14,85	1,10	0,59	1,68	32,52	32,80	33,09	0,86	0,88	1,72
3	8	300	A-10	8,00	9,72	9,93	9,91	2,09	0,15	1,94	18,48	18,85	18,78	1,94	0,35	1,60
4	10	275	A-6	6,40	17,40	17,33	17,73	0,42	2,33	1,86	26,72	26,91	27,24	0,70	1,23	1,91
5	10	265 (R)	A-6	6,40	30,70	30,79	31,28	0,30	1,58	1,85	45,94	46,13	46,80	0,42	1,45	1,84
6	10	275	A-10	6,40	13,61	13,70	13,88	0,68	1,29	1,95	17,11	17,11	17,99	0,01	1,62	1,61
				Gjennomsnitt avvik i %				Gjennomsnitt avvik i %				Gjennomsnitt avvik i %				
				1,18				1,10				0,77				
				1,86				1,59				0,96				

Resultater for forsøk med svilleavstand.

Forsøk nr.	Parametre				Nedbøyning (mm)			Prosentvis avvik			Akselerasjon (m/s <sup>2</sup> )			Prosentvis avvik				
	Brospeint (m)	Hastighet (km/h)	Torgtype (HSLM)	Type bro	Damping (%)	Frekvens (Hz)	ZBBD	RSA	Caldintav	ZBBD/RSA	Caldintav/RSA	ZBBD/Caldintav	ZBBD	RSA	Caldintav	ZBBD/RSA	Caldintav/RSA	ZBBD/Caldintav
1	5	250	A-1	SC	2.38	12.80	3.24	3.29	3.31	1.43	0.58	2.00	12.39	14.172	11.98	12.57	15.47	3.42
2	5	250	A-1	RC	2.55	12.80	3.20	3.24	3.26	1.27	0.56	1.81	12.14	13.83	11.70	12.22	15.40	3.76
3	7	250	A-2	SC	2.13	9.14	4.73	4.83	4.82	1.97	0.02	1.95	9.82	9.70	9.66	2.25	0.45	2.71
4	7	250	A-2	RC	2.41	9.14	4.59	4.679	4.677	1.90	0.04	1.86	9.6	9.275	9.2	3.50	0.81	4.35
5	8	250	A-10	SC	2.00	8.00	11.84	12.11	12.07	2.36	0.36	1.91	22.65	22.61	23.20	0.20	2.63	2.37
6	8	250	A-10	RC	2.34	8.00	11.16	11.41	11.37	2.17	0.32	1.85	21.99	21.41	21.43	0.10	0.08	0.19
7	10	275	A-6	SC	1.75	6.40	16.88	16.92	17.20	0.23	1.66	1.86	26.78	26.95	27.19	0.62	0.91	1.51
8	10	275	A-6	RC	2.20	6.40	15.34	15.38	15.63	0.23	1.66	1.86	24.23	24.36	24.64	0.54	1.15	1.66
9	15	250	A-10	SC	1.13	4.27	25.29	25.70	25.77	1.58	0.29	1.87	12.18	12.03	12.25	1.26	1.85	0.57
10	15	250	A-10	RC	1.85	4.27	24.71	25.10	25.18	1.57	0.30	1.87	11.45	11.45	11.53	0.03	0.66	0.69
11	20	275	A-6	SC	0.50	4.00	22.25	22.71	22.60	2.01	0.47	1.55	11.18	11.22	11.39	0.39	1.48	1.84
12	20	275	A-6	RC	1.50	4.00	20.40	20.82	20.80	2.01	0.09	1.92	9.70	9.89	9.90	1.88	0.17	2.05
13	30	250	A-10	SC	0.50	2.52	127.84	128.97	130.50	0.87	1.19	2.04	27.73	27.85	28.30	0.42	1.62	2.01
14	30	250	A-10	RC	1.30	2.52	95.86	96.82	97.82	0.99	1.04	2.00	19.76	19.66	20.11	0.51	2.29	1.74
										Gjennomsnitt avvik 1 %			Gjennomsnitt avvik 1 %					
										1.46			0.61			2.61		
										1.88			3.21			2.06		

Resultater for forsøk med varierende demping. SC = steel and composite, RC = Reinforced Concrete.

Svileavstand 0										
LM71	Lengde (m)	M <sub>i</sub> ,RSA (kNm)	φ <sub>2</sub>	M <sub>i</sub> ,RSA * φ <sub>2</sub> (kNm)	M <sub>i</sub> /Madm (ZBBD)	M <sub>i</sub> ,ZBBD (kNm)	Madm (kNm)	Prosentvis avvik fra ZBBD		
	5	537,50	1,53	820,89	103,71	851,70	821,23	0,04		
	6	729,00	1,46	1064,34	104,15	1113,53	1069,16	0,45		
	7	974,00	1,41	1372,37	140,34	1926,02	1372,39	0,00		
	10	1852,00	1,31	2418,92	95,70	2318,92	2423,11	0,17		
	15	3710,00	1,21	4496,71	49,27	2218,73	4503,21	0,14		
	20	6072,00	1,16	7025,72	90,48	6360,06	7029,24	0,05		
	30	12268,00	1,09	13407,34	85,11	11435,63	13436,29	0,22		
	40	20512,00	1,06	21642,60	73,03	15807,80	21645,63	0,01		
								Gjennomsnitt avvik i %		
									0,14	

Resultater for kontroll av statisk moment for LM71.



D2		Svillleavstand 0														
Lengde (m)	Frekvens (Hz)	K	Alfa	V (km/h)	V (m/s)	A	Phi <sup>II</sup>	Faktisk Phi <sup>II</sup>	Phi <sup>II</sup>	1+Phi+A Phi <sup>II</sup>	M/Matlab (kNm)	M/Matlab *DAF (kNm)	M/Matlab (ZBBD)	M,ZBBD (kNm)	Madm (kNm)	Prosentvis avvik utifra ZBBD
5	16,00	0,24	1,00	140	38,89	1,00	0,32	0,32	0,44	1,76	353,16	620,06	84,17	521,89	620,04	0,00
6	13,33	0,32	1,00	185	51,39	1,00	0,47	0,47	0,39	1,86	463,52	860,55	64,95	558,94	860,57	0,00
7	11,43	0,30	1,00	170	47,22	1,00	0,41	0,41	0,34	1,76	629,07	1105,47	62,90	695,30	1105,41	0,01
10	8,00	0,28	1,00	160	44,44	1,00	0,38	0,38	0,21	1,59	1147,80	1822,11	64,86	1181,72	1821,95	0,01
15	5,33	0,25	1,00	145	40,28	1,00	0,33	0,33	0,06	1,39	2251,40	3137,70	76,55	2401,87	3137,65	0,00
20	4,00	0,30	1,00	170	47,22	1,00	0,41	0,41	0,01	1,42	3437,80	4897,20	69,85	3420,72	4897,24	0,00
30	3,15	0,25	1,00	170	47,22	1,00	0,33	0,33	0,01	1,34	7146,00	9584,27	68,66	6580,16	9583,69	0,01
40	2,66	0,24	1,00	185	51,39	1,00	0,32	0,32	0,00	1,32	13023,00	17199,82	57,46	9882,10	17198,22	0,01
															Gjennomsnitt avvik %	0,00

Resultater for kontroll av statisk moment for linjekategori D2.

E4															
Svileavstand 0															
Lengde (m)	Frekvens (Hz)	K	Alfa	V (km/h)	V (m/s)	A	Phi <sup>I</sup>	Faktisk Phi <sup>I</sup>	Phi <sup>II</sup>	M <sub>1</sub> Mattab (kNm)	M <sub>1</sub> Mattab "DAF" (kNm)	M/Mattab (ZBBD)	M/ZBBD (kNm)	Madm (kNm)	Prosentvis avvik utifra ZBBD
5	16,00	0,32	1,00	185	51,39	1,00	0,44	0,47	0,44	392,40	746,33	60,01	447,91	746,39	0,01
6	13,33	0,32	1,00	185	51,39	1,00	0,39	0,47	0,39	515,03	956,17	58,46	558,94	956,11	0,01
7	11,43	0,38	1,00	160	44,44	1,00	0,34	0,38	0,34	698,96	1205,38	60,37	727,70	1205,40	0,00
10	8,00	0,24	1,00	140	38,89	1,00	0,32	0,32	0,21	1275,30	1945,65	58,57	1139,52	1945,57	0,00
15	5,33	0,27	1,00	155	43,06	1,00	0,37	0,37	0,06	2501,60	3563,74	65,73	2342,32	3563,55	0,01
20	4,00	0,32	1,00	185	51,39	1,00	0,47	0,47	0,01	4071,20	6009,50	54,81	3293,70	6009,30	0,00
30	3,15	0,25	1,00	170	47,22	1,00	0,33	0,33	0,01	8976,20	12038,95	54,66	6580,16	12038,35	0,01
40	2,66	0,19	1,00	145	40,28	1,00	0,23	0,23	0,00	15990,00	19773,77	45,23	8942,84	19771,92	0,01
														Gjennomsnitt avvik i %	0,01

Resultater for kontroll av statisk moment for linjekategori E4.

Vedlegg K Resultater 6.5, forsøk med kontinuerlige broer

Akselerasjon(A1/A2) og nedbøyning (D1/D2)												
Forsøk 1				Forsøk 2				Forsøk 3				
Stivhet = 4,57E+08 (Nm <sup>2</sup> )				Stivhet = 6,83E+08 (Nm <sup>2</sup> )				Stivhet = 9,72E+08 (Nm <sup>2</sup> )				
Masse = 8857,3kg/m				Masse = 8957,7kg/m				Masse = 9068,1kg/m				
RSA		Caldintav		RSA		Caldintav		RSA		Caldintav		
L=2x5m	A1=	16,75	A1=	15,15	A1=	10,16	A1=	10,04	A1=	8,75	A1=	8,37
	A2=	15,24	A2=	16,03	A2=	9,18	A2=	9,37	A2=	8,00	A2=	7,68
	D1=	1,93	D1=	1,93	D1=	1,22	D1=	1,23	D1=	0,78	D1=	0,79
	D2=	2,39	D2=	2,40	D2=	1,25	D2=	1,25	D2=	0,82	D2=	0,85
Stivhet = 8,13E+08 (Nm <sup>2</sup> )				Stivhet = 9,09E+08 (Nm <sup>2</sup> )				Stivhet = 1,06E+09 (Nm <sup>2</sup> )				
Masse = 10000kg/m				Masse = 10000kg/m				Masse = 10000kg/m				
L=2x10m	A1=	24,92	A1=	25,17	A1=	28,37	A1=	28,39	A1=	28,88	A1=	28,40
	A2=	22,88	A2=	22,44	A2=	26,83	A2=	27,11	A2=	29,76	A2=	29,58
	D1=	21,27	D1=	21,57	D1=	25,60	D1=	26,01	D1=	30,78	D1=	30,98
	D2=	20,59	D2=	20,88	D2=	24,84	D2=	25,05	D2=	29,30	D2=	29,48
Stivhet = 1,66E+09 (Nm <sup>2</sup> )				Stivhet = 2,01E+09 (Nm <sup>2</sup> )				Stivhet = 2,39E+09 (Nm <sup>2</sup> )				
Masse = 10000kg/m				Masse = 10000kg/m				Masse = 10000kg/m				
L=2x15m	A1=	27,59	A1=	27,66	A1=	30,85	A1=	30,91	A1=	70,88	A1=	71,65
	A2=	26,83	A2=	26,71	A2=	31,03	A2=	30,95	A2=	74,58	A2=	73,89
	D1=	48,89	D1=	49,04	D1=	78,05	D1=	77,79	D1=	218,92	D1=	219,40
	D2=	50,89	D2=	51,06	D2=	77,47	D2=	77,21	D2=	230,28	D2=	230,80
Stivhet = 4,57E+08 (Nm <sup>2</sup> )				Stivhet = 6,83E+08 (Nm <sup>2</sup> )				Stivhet = 9,72E+08 (Nm <sup>2</sup> )				
Masse = 8857,3kg/m				Masse = 8957,7kg/m				Masse = 9068,1kg/m				
L=3x10m	A1=	45,96	A1=	45,16	A1=	67,06	A1=	68,31	A1=	23,21	A1=	23,05
	A2=	46,85	A2=	47,96	A2=	28,92	A2=	28,39	A2=	17,43	A2=	16,80
	D1=	72,65	D1=	73,75	D1=	61,31	D1=	62,30	D1=	22,09	D1=	22,39
	D2=	63,86	D2=	64,87	D2=	32,31	D2=	32,45	D2=	16,39	D2=	16,47

Resultater for broer med flere spenn med RSA og Caldintav.

Akselerasjon(A1/A2) og nedbøyning (D1/D2)							
		Forsøk 1		Forsøk 2		Forsøk 3	
		Caldintav/RSA		Caldintav/RSA		Caldintav/RSA	
L=2x5m	A1=	-9,55	A1=	-1,14	A1=	-4,30	
	A2=	5,20	A2=	2,05	A2=	-3,93	
	D1=	-0,41	D1=	0,82	D1=	0,13	
	D2=	0,25	D2=	0,24	D2=	3,30	
L=2x10m	A1=	1,00	A1=	0,06	A1=	1,66	
	A2=	1,94	A2=	1,03	A2=	0,60	
	D1=	1,41	D1=	1,61	D1=	0,65	
	D2=	1,40	D2=	0,86	D2=	0,61	
L=2x15m	A1=	0,25	A1=	0,19	A1=	1,09	
	A2=	0,45	A2=	0,26	A2=	0,93	
	D1=	0,31	D1=	0,33	D1=	0,22	
	D2=	0,33	D2=	0,34	D2=	0,23	
L=3x10m	A1=	-1,73	A1=	1,86	A1=	-0,71	
	A2=	2,36	A2=	-1,83	A2=	-3,61	
	D1=	1,51	D1=	1,61	D1=	1,34	
	D2=	1,59	D2=	0,44	D2=	0,49	

Resultater for broer med flere spenn med RSA og Caldintav, prosentvis avvik.

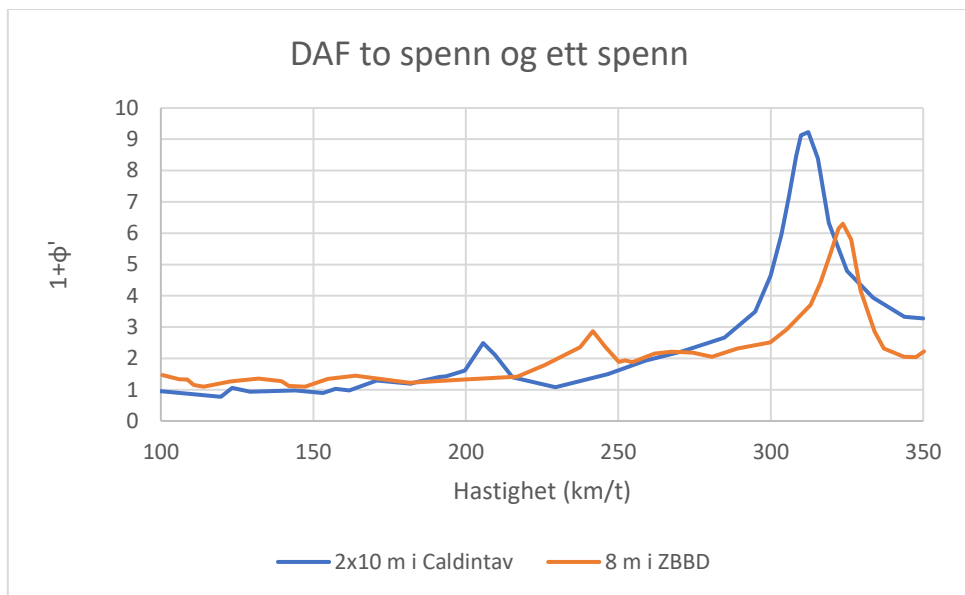
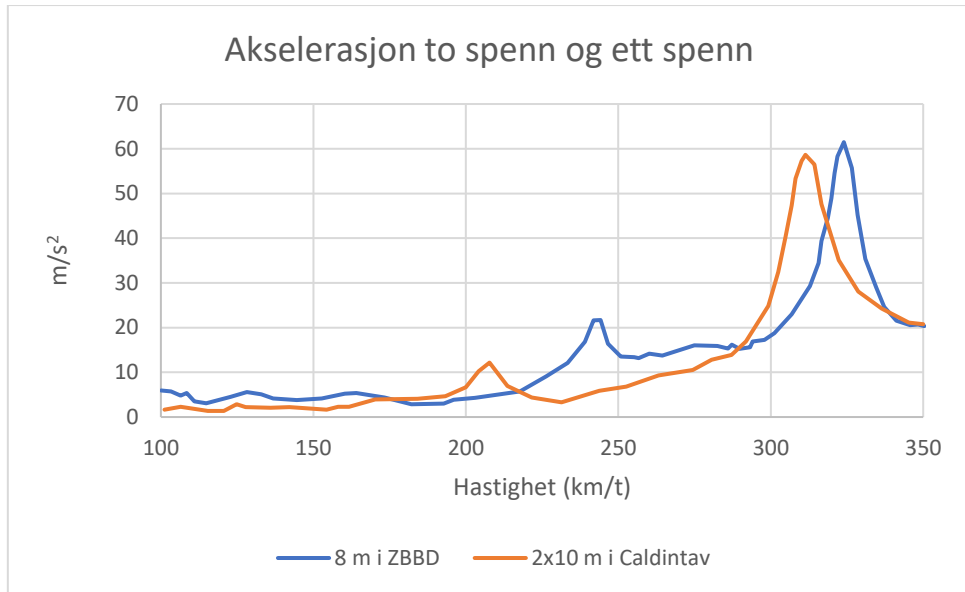
		Akselesasjon(A1/A2) og nedbøyning (D1/D2)												
		0,8 L				0,75 L				0,7 L				
L=10m	Frekvens = 8 (Hz) ZBBD	Stivhet = 1,06E+09 (Nm <sup>2</sup> )				Stivhet = 9,09E+08 (Nm <sup>2</sup> )				Stivhet = 1,06E+09 (Nm <sup>2</sup> )				
		Caldintav		ZBBD		Caldintav		ZBBD		Caldintav		ZBBD		
	A=	18,54	25,17	22,44	37,65	28,39	27,11	21,59	28,39	27,11	21,59	28,39	27,11	21,59
	D=	7,72	21,57	20,88	15,29	25,05	8,72		25,05	8,72				
	Frekvens = 5,33 (Hz)													
	A=	23,88	27,66	26,71	32,51	30,91	30,95	17,47	30,91	30,95	17,47	30,91	30,95	17,47
	D=	22,06	49,04	51,06	29,61	77,21	13,89		77,21	13,89				
	Frekvens = 4 (Hz)													
	A=	13,7	16,48	17,72	13,61	15,39	14,03		15,39	16,76	14,03	15,39	16,76	14,03
	D=	26,35	52,85	54,65	25,33	45,34	23,64		45,34	23,64				
	Frekvens = 2,87 (Hz)													
	A=	39,24	19,12	18,17	22,04	10,82	17,28		10,82	10,65	17,28	10,82	10,65	17,28
	D=	134,6	81,91	79,15	70,83	88,89	52,43		88,89	52,43				
	Frekvens = 3,2 (Hz)													
	A=													
	D=													

Kontroll med tilnærmet metode. Resultater for flere spenn med ZBBD og Caldintav.

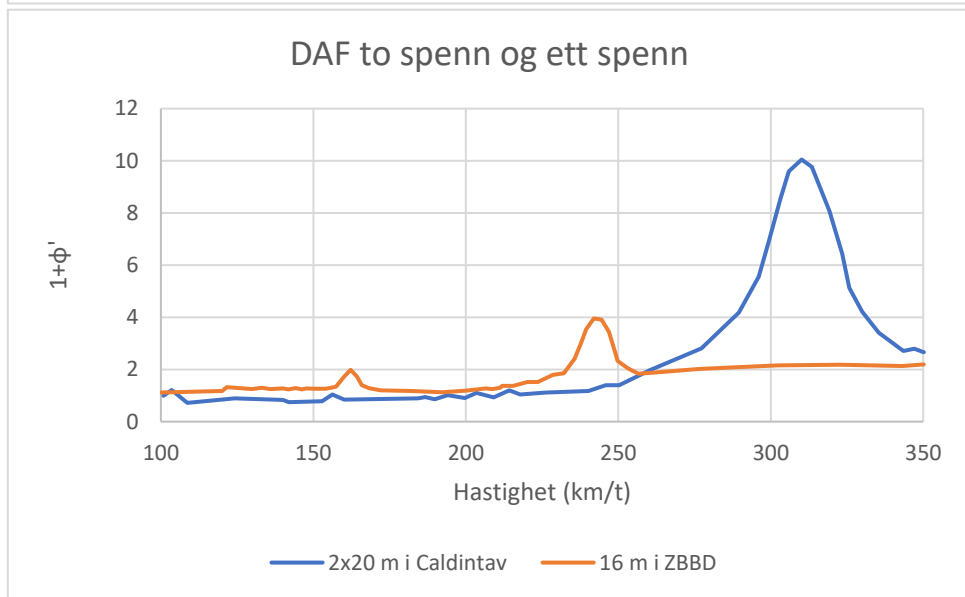
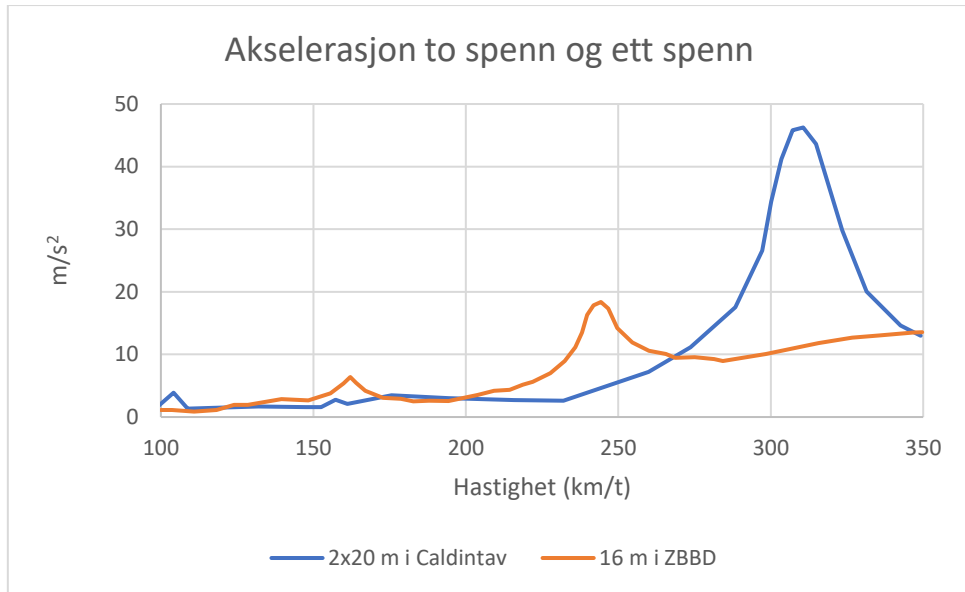
Akselerasjon(A1/A2) og nedbøyning (D1/D2)								
0,8 L			0,75 L			0,7 L		
L=10m	ZBBD/Caldintav		ZBBD/Caldintav		ZBBD/Caldintav			
		A1=	26,34	A1=	32,62	A1=	23,98	
	A2=	17,38	A2=	38,88	A2=	27,01		
	D1=	64,21	D1=	41,21	D1=	71,85		
	D2=	63,03	D2=	38,96	D2=	70,42		
L=15m	ZBBD/Caldintav		ZBBD/Caldintav		ZBBD/Caldintav			
		A1=	13,67	A1=	5,18	A1=	75,62	
	A2=	10,60	A2=	5,04	A2=	76,36		
	D1=	55,02	D1=	61,94	D1=	93,67		
	D2=	56,80	D2=	61,65	D2=	93,98		
L=20	ZBBD/Caldintav		ZBBD/Caldintav		ZBBD/Caldintav			
		A1=	16,87	A1=	11,57	A1=	21,31	
	A2=	22,69	A2=	18,79	A2=	28,64		
	D1=	50,14	D1=	46,01	D1=	58,94		
	D2=	51,78	D2=	44,13	D2=	61,83		
L=30	ZBBD/Caldintav		ZBBD/Caldintav		ZBBD/Caldintav			
		A1=	105,23	A1=	103,70	A1=	77,52	
	A2=	115,96	A2=	106,95	A2=	109,58		
	D1=	64,33	D1=	3,09	D1=	43,26		
	D2=	70,06	D2=	20,32	D2=	52,47		

Kontroll med tilnærmet metode. Resultater for flere spenn med ZBBD og Caldintav, prosentvis avvik.

## Kontroll med flere hastigheter



$EI=1.66 \cdot 10^9 \text{ Nm}^2$ ,  $m=10 \text{ t/m}$ , togtype A10, 1 % demping.



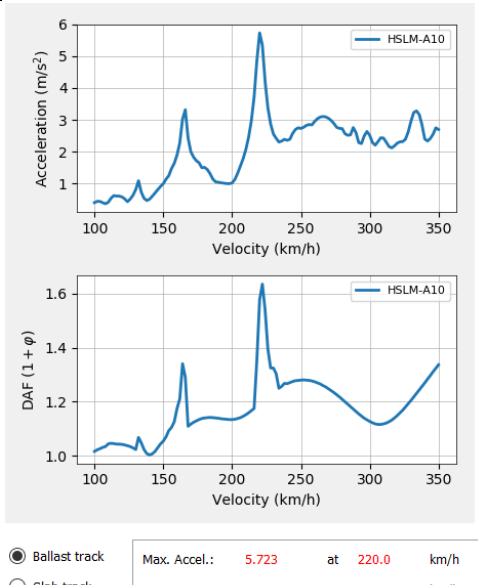
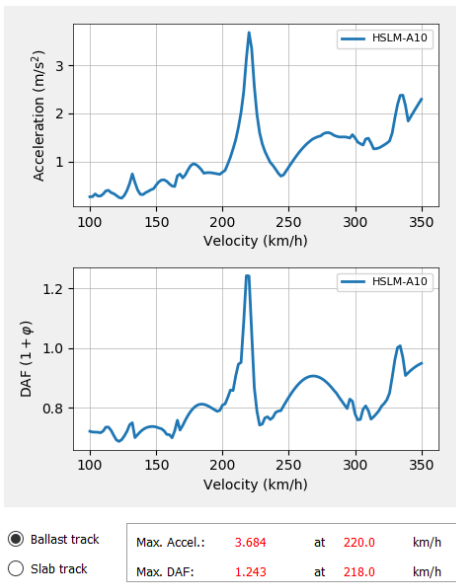
$EI=6.64 \cdot 10^9 \text{ Nm}^2$ ,  $m=10 \text{ t/m}$ , togtype A10, 1 % demping.

### Kontroll mellom to spenn og ett spenn

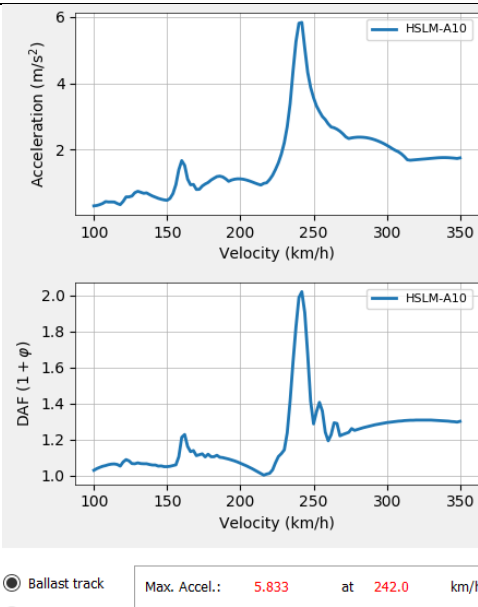
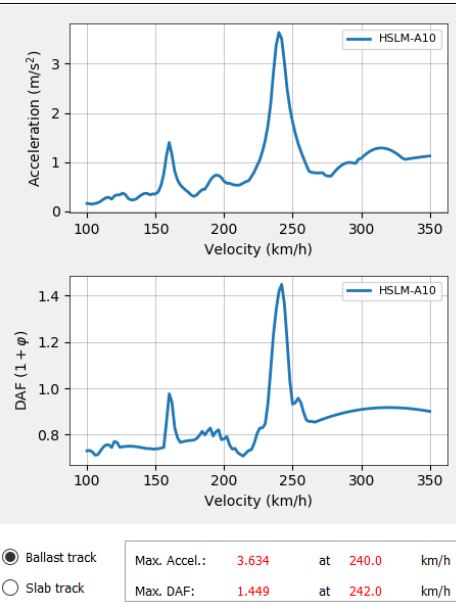
	To spenn (2 x L)	Ett spenn (L)
<p>L=5 m  <math>EI=1 \cdot 10^{10}</math>  <math>Nm^2</math></p>	<p> <input checked="" type="radio"/> Ballast track    Max. Accel.: 8.952 at 204.0 km/h  <input type="radio"/> Slab track        Max. DAF: 1.654 at 202.0 km/h         </p>	<p> <input checked="" type="radio"/> Ballast track    Max. Accel.: 19.11 at 326.0 km/h  <input type="radio"/> Slab track        Max. DAF: 2.228 at 328.0 km/h         </p>
<p>L=10 m  <math>EI=6 \cdot 10^{10}</math>  <math>Nm^2</math></p>	<p> <input checked="" type="radio"/> Ballast track    Max. Accel.: 4.206 at 342.0 km/h  <input type="radio"/> Slab track        Max. DAF: 1.243 at 350.0 km/h         </p>	<p> <input checked="" type="radio"/> Ballast track    Max. Accel.: 7.755 at 350.0 km/h  <input type="radio"/> Slab track        Max. DAF: 1.651 at 350.0 km/h         </p>



L=20 m  
 $3 \cdot 10^{10} \text{ Nm}^2$



L=30 m  
 $8 \cdot 10^{10} \text{ Nm}^2$

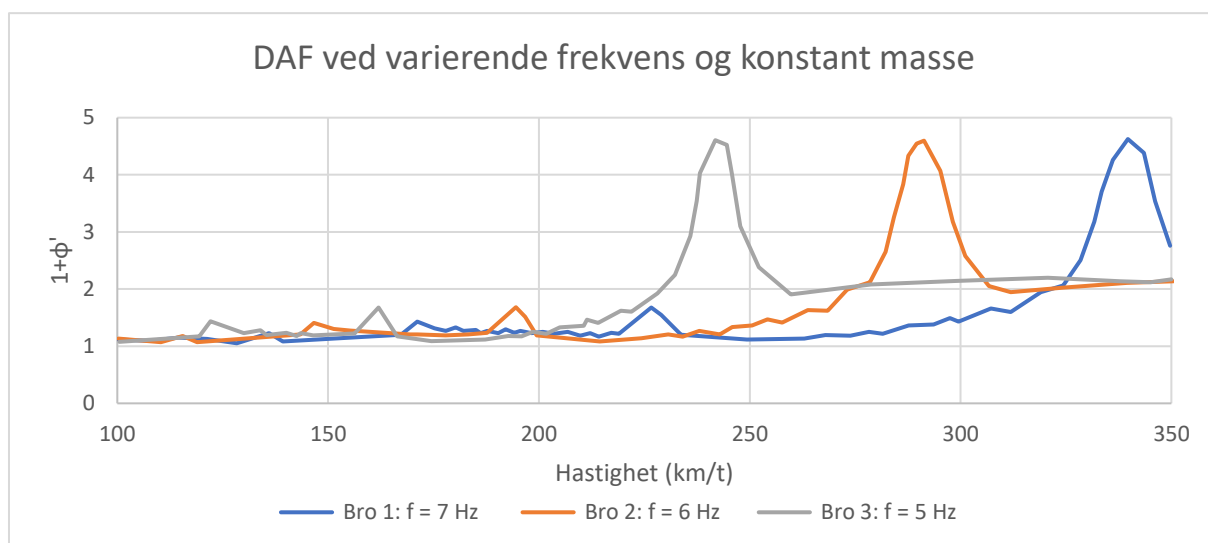


Masse 10 t/m for alle forsøk.

Forsøk nr.	Parametre							Nedbøyning (mm)		Prosentvis avvik		Akselerasjon (m/s <sup>2</sup> )		Prosentvis avvik			
	Brosjerm (m)	Hastighet (km/h)	Togtype	HSLM	Sivhet (Nm <sup>-2</sup> )	Frekvens (Hz)	Sofistik	RSA	Sofistik	RSA	Sofistik	RSA	Sofistik	RSA	Sofistik	RSA	
1	5,00	250	A-1	A-1	5,11E+08	57,43	1,77	1,76	1,84	1,76	36,33	31,29	36,33	31,29	16,11	15,19	
2	5,00	250	A-6	A-6	5,11E+08	57,43	1,88	1,84	1,84	1,84	38,68	33,68	38,68	33,68	16,11	15,19	
3	5,00	276	A-1	A-1	5,11E+08	57,43	2,25	2,21	2,21	2,21	74,25	72,37	74,25	72,37	2,80	2,80	
4	7,00	250	A-2	A-2	8,12E+08	28,97	3,59	3,67	3,67	3,67	37,73	37,70	37,73	37,70	0,08	0,08	
5	7,00	313	A-2	A-2	8,12E+08	28,97	4,11	4,10	4,10	4,10	52,25	50,87	52,25	50,87	2,71	2,71	
6	7,00	320	A-2	A-2	8,12E+08	28,97	4,61	4,58	4,58	4,58	67,49	66,64	67,49	66,64	1,43	1,43	
7	8,00	300	A-10	A-10	1,06E+09	25,1	4,74	4,74	4,74	4,74	39,11	38,10	39,11	38,10	2,65	2,65	
8	8,00	250	A-10	A-10	1,06E+09	25,1	5,60	5,57	5,57	5,57	53,12	52,10	53,12	52,10	1,96	1,96	
9	8,00	274	A-2	A-2	1,06E+09	25,1	4,66	4,60	4,60	4,60	36,23	35,31	36,23	35,31	2,61	2,61	
10	10,00	285	A-6	A-6	5,11E+08	14,47	17,92	18,07	18,07	18,07	37,20	36,90	37,20	36,90	0,81	0,81	
11	10,00	275	A-6	A-6	5,11E+08	14,47	18,07	17,58	17,58	17,58	36,11	36,08	36,11	36,08	0,07	0,07	
12	10,00	275	A-10	A-10	5,11E+08	14,47	21,23	20,92	20,92	20,92	58,83	57,27	58,83	57,27	2,73	2,73	
13	15,00	250	A-10	A-10	5,11E+08	6,39	102,80	102,29	102,29	102,29	69,62	68,51	69,62	68,51	1,63	1,63	
14	15,00	250	A-6	A-6	5,11E+08	6,39	95,75	95,73	95,73	95,73	81,07	80,41	81,07	80,41	0,82	0,82	
15	15,00	207	A-10	A-10	5,11E+08	6,39	124,16	126,42	126,42	126,42	98,50	99,79	98,50	99,79	1,30	1,30	
16	20,00	275	A-6	A-6	1,04E+10	7,4	12,73	12,65	12,65	12,65	10,63	10,72	10,63	10,72	0,84	0,84	
17	20,00	331	A-6	A-6	1,04E+10	7,4	12,24	12,19	12,19	12,19	10,58	10,30	10,58	10,30	2,72	2,72	
18	20,00	275	A-1	A-1	1,04E+10	7,4	11,97	11,95	11,95	11,95	8,78	8,71	8,78	8,71	0,80	0,80	
19	30,00	250	A-10	A-10	2,08E+10	3,99	27,96	27,96	27,96	27,96	5,82	6,20	5,82	6,20	6,13	6,13	
20	30,00	163	A-1	A-1	2,08E+10	3,99	18,58	18,59	18,59	18,59	1,83	1,70	1,83	1,70	7,85	7,85	
21	30,00	250	A-1	A-1	2,08E+10	3,99	27,78	28,38	28,38	28,38	10,67	10,74	10,67	10,74	0,65	0,65	
22	10,00	353 (R)	A-10	A-10	3,60E+08	10,86	87,22	83,24	83,24	83,24	339,42	336,63	339,42	336,63	0,83	0,83	
23	20,00	293 (R)	A-1	A-1	1,67E+09	4,52	359,00	381,08	381,08	381,08	5,79	254,47	287,25	254,47	11,41	11,41	
24	30,00	195 (R)	A-1	A-1	5,63E+09	3,02	159,55	159,43	159,43	159,43	36,15	41,59	36,15	41,59	13,08	13,08	
										Gjennomsnitt avvik i %					Gjennomsnitt avvik i %		
																	4,03
																	1,29

Resultater for forsøk med Sofistik og RSA.

Vedlegg M Sammenheng mellom akselerasjon/nedbøyning/DAF og masse, stivhet og frekvens



Forsøkene er gjennomført med spennvidde 15 m, togtype A10, 1 % demping og konstant masse 10 t/m. Dynamisk faktor er på et gitt intervall uavhengig av stivhet og frekvens.

	Bro 1: f=7 Hz	Bro 2: f=6 Hz	Bro 3: f=5 Hz
Maksimal nedbøyning (mm)	21	28	41
Stivhet for bro	1,01E+10	7,39E+09	5,13E+09
Nedbøyning*Stivhet	2,09E+11	2,08E+11	2,08E+11

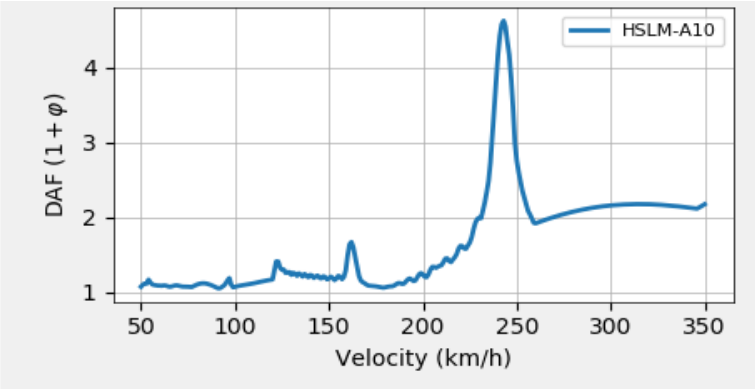
Produktet av nedbøyning og stivhet er konstant uavhengig av stivhet/frekvens. Dette betyr at nedbøyning er omvendt proporsjonal med stivheten innenfor et visst intervall av hastigheter.

Masse (t/m)	5	7	8	9	10	11	12	16	20	30
Akselerasjon	67,13	47,95	41,96	37,3	33,57	30,51	27,97	20,98	16,78	11,19
Nedbøyning	48,78	34,84	30,49	27,1	24,39	22,17	20,33	15,25	12,2	8,13
Akselerasjon*masse	336	336	336	336	336	336	336	336	336	336
Nedbøyning*masse	244	244	244	244	244	244	244	244	244	244

Lastvirkning beregnet i Caldintav for spennvidde 10 m, hastighet 207 km/t, togtype A10, 1 % demping. Frekvensen er konstant lik 6.4 Hz. Her ses det at produktet av masse og akselerasjon og masse og nedbøyning er konstant, som betyr at lastvirkning (nedbøyning/akselerasjon) er omvendt proporsjonal med masse for en gitt frekvens.

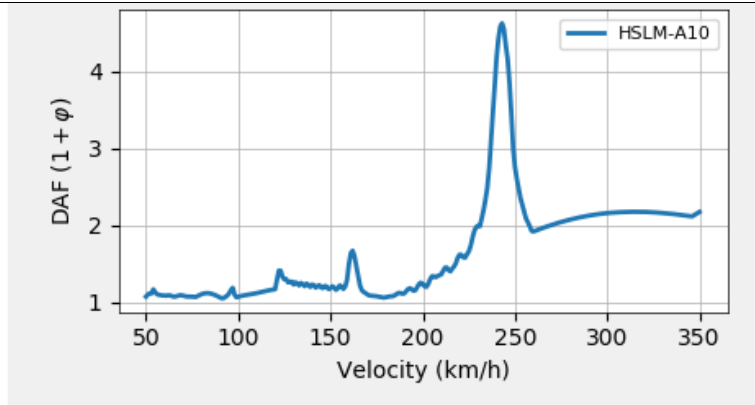
Dynamisk faktor for bro med spennvidde 15 m, konstant frekvens lik 5 Hz, togtype A10 og 1 % demping

Masse 5 t/m  
Stivhet  $2.57 \cdot 10^9 \text{ Nm}^2$



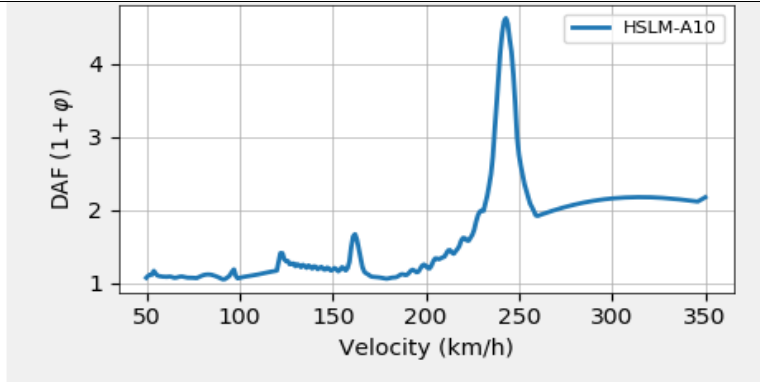
<input checked="" type="radio"/> Ballast track	Max. Accel.:	67.74	at	244.0	km/h
<input type="radio"/> Slab track	Max. DAF:	4.625	at	243.0	km/h

Masse 10 t/m  
Stivhet  $5.13 \cdot 10^9 \text{ Nm}^2$



<input checked="" type="radio"/> Ballast track	Max. Accel.:	33.87	at	244.0	km/h
<input type="radio"/> Slab track	Max. DAF:	4.625	at	243.0	km/h

Masse 20 t/m  
Stivhet  $1.026 \cdot 10^{10} \text{ Nm}^2$

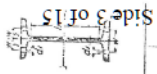


Ballast track

Max. Accel.: 16.94 at 244.0 km/h

Slab track

Max. DAF: 4.625 at 243.0 km/h



**NP-bjelker. Normalprofiler.**  
og naglehulldiameter (maks.) etter DIN 996.  
betegnelser, se s. 136.

I	Vekt		Dimensjoner										Tverrsnitt		Oppgaver for tverrsnitt med naglehull					I <sub>yk</sub>	I <sub>yk</sub> ved L/y = 30	a	Beregning
	G	kg/m	h	b	d	t	r	r <sub>1</sub>	h <sub>1</sub>	F	F	h <sub>1</sub>	I <sub>xx</sub>	I <sub>yy</sub>	I <sub>xy</sub>	W <sub>x</sub>	W <sub>y</sub>	W <sub>x</sub>	W <sub>y</sub>				
8	X	X	3,9	5,9	3,9	2,3	5,9	77,8	19,5	3,20	4,00	0,01											
10	X	X	8,32	10,0	5,0	4,5	2,7	7,5	16,6	34,2	3,88	1,07											
12	X	X	11,2	13,0	5,1	5,1	3,1	9,2	18,3	32,8	54,7	4,81	1,23										
14	X	X	16,0	19,0	5,6	5,7	3,4	10,9	18,3	37,3	81,9	5,61	1,40										
15	X	X	17,9	20,0	6,3	5,5	6,3	12,5	22,8	68,0	57,7	1,50	1,47										
16	X	X	17,9	20,0	6,3	5,5	6,3	12,5	22,8	68,0	57,7	1,50	1,47										
18	X	X	21,9	26,0	6,9	10,4	6,9	14,2	27,9	145,0	117,0	1,83	1,63										
20	X	X	26,3	30,0	7,5	11,3	7,5	15,9	33,5	214,0	187,0	2,14	1,87										
22	X	X	31,1	32,0	8,1	12,2	8,1	17,5	39,6	306,0	270,0	2,52	2,22										
24	X	X	36,2	36,0	8,7	13,1	8,7	19,2	46,6	425,0	359,0	2,95	2,62										
26	X	X	41,9	40,0	9,4	14,1	9,4	20,8	53,4	574,0	442,0	3,41	3,07										
30	X	X	60,0	58,0	11,0	15,2	11,0	24,1	61,1	759,0	542,0	4,00	3,57										
32	X	X	61,1	32,0	11,5	17,3	11,5	25,7	77,9	1251,0	782,0	4,62	4,18										
34	X	X	60,1	34,0	13,7	12,2	12,2	27,3	86,8	1570,0	923,0	5,20	4,74										
36	X	X	76,2	36,0	14,3	13,0	13,0	29,0	97,1	1961,0	1090,0	5,81	5,35										
40	X	X	92,6	40,0	15,5	14,4	14,4	31,6	107,3	2410,0	1260,0	6,53	6,07										
42	X	X	104	42,0	16,3	15,3	15,3	33,2	116,6	2910,0	1460,0	7,19	6,73										
45	X	X	118	45,0	17,2	16,2	16,2	34,9	126,2	3490,0	1670,0	7,91	7,47										
47	X	X	131	47,0	17,9	17,0	17,0	36,2	137,1	4150,0	1900,0	8,56	8,10										
50	X	X	141	50,0	18,5	18,0	18,0	37,0	142,0	4874,0	2150,0	9,15	8,70										
55	X	X	177	55,0	20,0	19,0	19,0	39,0	154,0	5918,0	2410,0	10,00	9,55										
60	X	X	202	60,0	21,3	21,0	21,0	41,0	167,0	7180,0	2680,0	11,00	10,55										

**Stålbjelker, I-bjelker eller**  
Profilier etter DIN 1025 (1940). Notmål på flens  
Forklaring til de tekniske

I	Vekt		Dimensjoner										Tverrsnitt		Oppgaver for tverrsnitt med naglehull					I <sub>yk</sub>	I <sub>yk</sub> ved L/y = 30	a	Beregning
	G	kg/m	h	b	d	t	r	r <sub>1</sub>	h <sub>1</sub>	F	F	h <sub>1</sub>	I <sub>xx</sub>	I <sub>yy</sub>	I <sub>xy</sub>	W <sub>x</sub>	W <sub>y</sub>	W <sub>x</sub>	W <sub>y</sub>				
8	X	X	3,9	5,9	3,9	2,3	5,9	77,8	19,5	3,20	4,00	0,01											
10	X	X	8,32	10,0	5,0	4,5	2,7	7,5	16,6	34,2	3,88	1,07											
12	X	X	11,2	13,0	5,1	5,1	3,1	9,2	18,3	32,8	54,7	4,81	1,23										
14	X	X	16,0	19,0	5,6	5,7	3,4	10,9	18,3	37,3	81,9	5,61	1,40										
15	X	X	17,9	20,0	6,3	5,5	6,3	12,5	22,8	68,0	57,7	1,50	1,47										
16	X	X	17,9	20,0	6,3	5,5	6,3	12,5	22,8	68,0	57,7	1,50	1,47										
18	X	X	21,9	26,0	6,9	10,4	6,9	14,2	27,9	145,0	117,0	1,83	1,63										
20	X	X	26,3	30,0	7,5	11,3	7,5	15,9	33,5	214,0	187,0	2,14	1,87										
22	X	X	31,1	32,0	8,1	12,2	8,1	17,5	39,6	306,0	270,0	2,52	2,22										
24	X	X	36,2	36,0	8,7	13,1	8,7	19,2	46,6	425,0	359,0	2,95	2,62										
26	X	X	41,9	40,0	9,4	14,1	9,4	20,8	53,4	574,0	442,0	3,41	3,07										
30	X	X	60,0	58,0	11,0	15,2	11,0	24,1	61,1	759,0	542,0	4,00	3,57										
32	X	X	61,1	32,0	11,5	17,3	11,5	25,7	77,9	1251,0	782,0	4,62	4,18										
34	X	X	60,1	34,0	13,7	12,2	12,2	27,3	86,8	1570,0	923,0	5,20	4,74										
36	X	X	76,2	36,0	14,3	13,0	13,0	29,0	97,1	1961,0	1090,0	5,81	5,35										
40	X	X	92,6	40,0	15,5	14,4	14,4	31,6	107,3	2410,0	1260,0	6,53	6,07										
42	X	X	104	42,0	16,3	15,3	15,3	33,2	116,6	2910,0	1460,0	7,19	6,73										
45	X	X	118	45,0	17,2	16,2	16,2	34,9	126,2	3490,0	1670,0	7,91	7,47										
47	X	X	131	47,0	17,9	17,0	17,0	36,2	137,1	4150,0	1900,0	8,56	8,10										
50	X	X	141	50,0	18,5	18,0	18,0	37,0	142,0	4874,0	2150,0	9,15	8,70										
55	X	X	177	55,0	20,0	19,0	19,0	39,0	154,0	5918,0	2410,0	10,00	9,55										
60	X	X	202	60,0	21,3	21,0	21,0	41,0	167,0	7180,0	2680,0	11,00	10,55										

I 15 er et eldre normalprofil som ikke omfattes av DIN-normene.

**Lagerlevering.**

Dimensjoner merket x faros vanligvis på lager handelskvalitet St 00, til dels også I St 37. Normal lengder 10-12 m, større profiler opp til 4 m. Kapping etter spesifikasjon mot pristillegg.

**Verkslevering.**

Fra verk leveres samtlige dimensjoner I lengder etter ønske. Normal lengder 4-14 m, andre lengder mot pristillegg. Vanlig lengdetoleranse når intet annet er angitt: ± 100 mm, intet minus. Nøyaktigere kapping betinger p i tillegg.

**Britiske profiler.**

BSB, British Standard Beams eller BS 4, har angitt strekkfasthet, Normalkvaliteter eller spesielle sveiskvaliteter. Oppgaver på forespørsel.

**Toleranser på lengde l mm (i én retning det dobbelte).**

Vanlig	Redusert toleranse	Nøyaktig lengde	Fresno ender
± 50	± 25	± 10	± 5
± 115	± 58	± 22	± 11

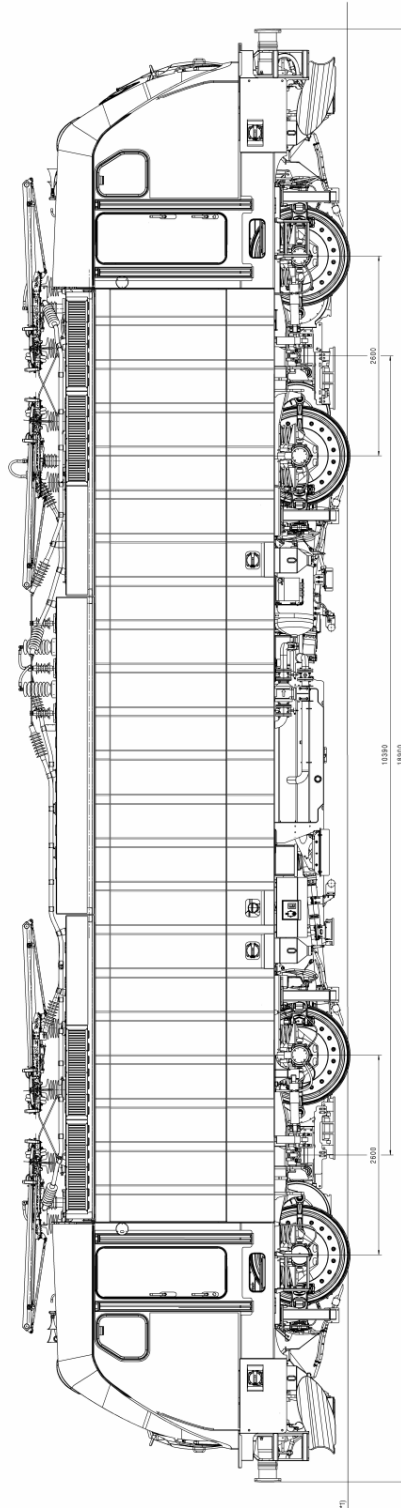


# Vedlegg O

# Masseberegninger til screening

Bronummer	Spennvidde	Kommentar til bro	Areal betong	Masse betong	Stålbjelke masse	Stålbjelke Antall	Masse vevbjelke per meter	Masse stå	Areal treverk	Masse treverk	Ballaststaten	Masse ballast	Skjerm masse	Stilla	Masse fra hogstastighetsprosjekt bro	Total masse
1	Bruer, undergang (0,587)	Sh - kråkstad	1.14	2850,00	84,00	4,00	60,00	396,00		27,50	1,87	3745,00	130,00	383,33		7106,3
2	Bruer, Undergang (Ylvesvei, Sh - kråkstad	9,2 spenn, kulvert for sykkelsti	1.20	3000,00							2,80	5600,00	130,00	383,33		9113,3
3	Bruer, Undergang, Sh - kråkstad	4,2t spenn, kulvert for sykkelsti	1.14	2850,00							1,87	3745,00	130,00	383,33		7106,3
4	Bruer, Bru over bekk v/ Vang, Sh - kråkstad	4,2 t spenn			84,00	4,00	60,00	396,00	0,33	27,50			130,00		753,3	
5	Bruer, Bru over bekk v/ Krå, kråkstad stasjon	4,2 t spenn	1.00	2500,00							1,25	2500,00	130,00	383,33		5513,3
6	Bruer, Undergang gårdsvei M, kråkstad stas	4,2 t spenn			84,00	4,00	60,00	396,00	0,33	27,50			130,00		753,3	
7	Bruer, Bru v/vei v/ Snodbu, kråkstad - Tomter	3,8 t spenn			61,00	4,00	60,00	304,00			1,48	2960,00	130,00	383,33		3777,3
8	Bruer, Undergang vei Solberg, Tomter stasj	4,2 t spenn	0.21	525,00	84,00	4,00	60,00	396,00	0,33	27,50	1,80	3600,00	130,00	383,33		5261,8
9	Bruer, Solberg via dukk, Tomter stasjon	20 fagverk, 9 spenn, lengste spenn valgt													2000,00	2000,00
10	Bruer, Hobel via dukk, Tomter stasjon	20 fagverk, 11 spenn, lengste spenn valgt													2000,00	2000,00
11	Bruer, Uig, privatvei v/ Myr, Tomter - Spydétt	5,85 t spenn													2000,00	2000,00
12	Bruer, Undergang v/vei v/ Ole, Spydéttberg - A	3,8 t spenn			61,00	4,00	60,00	304,00			1,48	2960,00	130,00	383,33		3777,3
13	Bruer, Undergang v/vei v/ Ole, Spydéttberg - A	3,8 t spenn			61,00	4,00	60,00	304,00	0,33	27,50			130,00		833,3	
14	Bruer, Undergang v/vei v/ Ole, Spydéttberg - A	4,5 t spenn			104,00	4,00	60,00	476,00							1798,8	1798,8
15	Bruer, Bru over Ravn, eih, Spydéttberg - Ask	17 t spenn			314,00	4,00	60,00	1316,00	0,50	352,80					5000,00	5000,00
16	Bruer, Bru over Ravn, eih, Spydéttberg - Ask	6 t spenn, fagverk													5000,00	5000,00
17	Bruer, Bru over Ravn, eih, Spydéttberg - Ask	17 t spenn			314,00	4,00	60,00	1316,00	0,50	352,80					7000,00	7000,00
18	Bruer, Bru over Ravn, eih, Spydéttberg - Ask	16,5 t spenn, fagverk													753,3	753,3
19	Bruer, Undergang v/vei v/ Ole, Spydéttberg - A	4,2 t spenn			104,00	4,00	60,00	476,00	0,33	27,50			130,00		833,3	833,3
20	Bruer, Undergang v/vei v/ Ole, Spydéttberg - A	4,2 t spenn			104,00	4,00	60,00	476,00	0,33	27,50			130,00		833,3	833,3
21	Bruer, Undergang v/vei v/ Ole, Spydéttberg - A	4,2 t spenn	1.68	4200,00							3,00	6000,00	130,00	490,00		10820,0
22	Bruer, Undergang v/vei v/ Ole, Spydéttberg - A	5,3 t spenn, kulvert, to spor	1.38	3437,50							8,00	16000,00	130,00			6192,5
23	Bruer, Undergang v/vei v/ Ole, Spydéttberg - A	18,55 t Platebro, 4 spenn, lengste spenn valgt	1.08	2700,00							1,31	2625,00	130,00			6080,0
24	Bruer, Undergang v/vei v/ Ole, Spydéttberg - A	4,2 t spenn, kulvert, uiter									1,05	2100,00	130,00	1150,00		6192,5
25	Bruer, Undergang v/vei v/ Ole, Spydéttberg - A	17 t spenn			314,00	4,00	60,00	1316,00	0,50	352,80					1798,8	1798,8
26	Bruer, Undergang v/vei v/ Ole, Spydéttberg - A	2,2 t spenn, kulvert, uiter														
27	Bruer, Undergang v/vei v/ Ole, Spydéttberg - A	4,25 t spenn			84,00	4,00	60,00	396,00			1,48	2960,00	130,00	383,33		3866,3
28	Bruer, Vei Eidberg, St. Mysen - Rakkestad	6,5 t spenn			227,00	4,00	60,00	860,00	0,33	27,50					1325,5	1325,5
29	Bruer, Vei Kroaby, Mysen - Rakkestad	4,25 t spenn			104,00	4,00	60,00	476,00			1,48	2960,00	130,00	383,33		3946,3
30	Bruer, Undergang v/vei v/ Ole, Spydéttberg - A	4,2 t spenn			104,00	4,00	60,00	476,00	0,50	352,80					3946,3	3946,3
31	Bruer, Undergang v/vei v/ Ole, Spydéttberg - A	2 t spenn			314,00	2,00	60,00	860,00	0,50	352,80					1170,8	1170,8
32	Bruer, Undergang v/vei v/ Ole, Spydéttberg - A	4,25 t spenn			104,00	4,00	60,00	476,00			1,48	2960,00	130,00	383,33		3946,3
33	Bruer, Bru over Rakkestad e, Rakkestad stas	3,7 t spenn			104,00	4,00	60,00	476,00	0,65	455,00					5000,00	5000,00
34	Bruer, Undergang privatvei i, Rakkestad - Is	4,7 t spenn			104,00	4,00	60,00	476,00								1061,0
35	Bruer, Undergang privatvei i, Rakkestad - Is	4,25 t spenn			104,00	4,00	60,00	476,00			1,48	2960,00	130,00	383,33		3946,3
36	Bruer, Undergang v/vei v/ Ole, Spydéttberg - A	4,2 t spenn			104,00	4,00	60,00	476,00			1,48	2960,00	130,00	383,33		3946,3
37	Bruer, Bru over bekk Kjerne, Rakkestad - Is	4,25 t spenn			104,00	4,00	60,00	476,00			1,48	2960,00	130,00	383,33		3946,3
38	Bruer, Personundergang v/ru, Rakkestad - Is	4,25 t spenn			104,00	4,00	60,00	476,00	0,33	27,50					833,3	833,3
39	Bruer, Bru over bekk v/ru, Rakkestad - Is	4,25 t spenn			104,00	4,00	60,00	476,00			1,48	2960,00	130,00	383,33		3912,3
40	Bruer, Bru over Rindbakken, Rakkestad - Is	7 t spenn			166,00	4,00	72,00	796,00	0,33	130,00					996,0	996,0
41	Bruer, Bru over Rindbakken, Rakkestad - Is	20 t tross, vilger ett m spennene	6,54	16840,00							2,55	5100,00	130,00	383,33		21953,3
42	Bruer, Uig, for privatvei i, Rakkestad - Is	4,2 t spenn			104,00	4,00	60,00	476,00			1,48	2960,00	130,00	383,33		3912,3
43	Bruer, Undergang v/vei v/ Ole, Spydéttberg - A	4,2 t spenn			104,00	4,00	60,00	476,00	0,65	455,00					3061,0	3061,0
44	Bruer, Undergang v/vei v/ Ole, Spydéttberg - A	4,2 t spenn	1,58	3950,00							1,80	3600,00	130,00	383,33		8065,3
45	Bruer, Bru over is v/ Ole, Spydéttberg - A	6,7 t spenn			166,00	4,00	72,00	796,00	0,33	130,00					996,0	996,0





Lokomotiv brukt i screening.

Vedlegg Q Resultater nærmere kontroll Caldintav

	Bro nr:	14	Hastighet:	120km/t	Demping=	1,449					
	EI=	5415480000	M=	1798,8	L=	17		Beregnet frekvens=			9,430811686
	ZBBD							Caldintav			
		F1	F2	F3	F4	F5	Inkl. phi'	Nominell	Krav	Kommentar	
	Frekvens	13,659	11,383	8,044	4,706	3,765		9,431			
120km/t	Akselerasjon	3,67	4,45	4,28	10,28	18,46	4,45	3,92		5	Ok etter kontroll
	Nedbøyning (mm)	8,06	12,06	22,40	67,43	117,97	17,13	15,06			
	L/nedbøyning	2108,94	1409,20	758,80	252,10	144,11	992,42	1128,82		600	Ok etter kontroll
	Md/Madm	77,90	83,38	85,67	93,24	96,57		88,11			Ok før kontroll
	Dynamisk faktor(1+phi)							1,06			
200km/t	Akselerasjon	4,95	4,67	11,23	18,79	55,20	13,51	11,88		5	Ikke ok
	Nedbøyning (mm)	8,06	12,06	25,02	76,22	185,07	19,19	16,87			
	L/nedbøyning	2108,94	1409,20	679,55	223,05	91,86	885,94	1007,71		600	Ok etter kontroll
	Md/Madm	81,63	83,38	87,41	95,37	117,64		90,73			Ok etter kontroll
	Dynamisk faktor(1+phi)							1,192			

Dynamise faktorer EK 1-2 120km/t												
	Lengde	Frekvens	K	alfa	v (kmh)	v(m/s)	a	Phi'	Faktisk Phi'	Phi''	1+phi'+a*phi''	
120km/t	17	9,431	0,1040	1,0000	120,0000	33,3333	1,0000	0,1160	0,1160	0,2749	1,3909	
200km/t	17	9,431	0,1733	1,0000	200,0000	55,5556	1,0000	0,2093	0,2093	0,2749	1,4842	

Nærmere kontroll i Caldintav for bro nr. 14.

	Bro nr:	28	Hastighet:	120km/t	Demping=	2,564					
	EI=	3,1055E+08	M=	3949,33333	L=	4,2		Beregnet frekvens=			24,97030052
	ZBBD							Caldintav			
		F1	F2	F3	F4	F5	Inkl. phi'	Nominell	Krav	Kommentar	
	Frekvens	38,87	32,392	25,72	19,048	15,238		24,97			
120km/t	Akselerasjon	5,44	5,14	4,66	6,25	14,15	5,08	3,879		3,5	Ikke ok
	Nedbøyning (mm)	1,06	1,42	2,10	3,85	6,43	2,31	1,767			
	L/nedbøyning	3949,33333	2962	1998,45783	1091,26316	653,03937	1815,69	2376,910017		600	Ok før kontroll
	Md/Madm	82,10	84,02	89,32	89,51	88,48		93,98			Ok før kontroll
	Dynamisk faktor(1+phi)							1,08			
200km/t	Akselerasjon	5,44	5,67	15,47	17,22	38,87	16,66	12,73		3,5	Ikke ok
	Nedbøyning (mm)	1,06	1,47	2,48	4,28	9,12	2,71	2,07			
	L/nedbøyning	3949,33333	2859,86207	1692,57143	981,491124	460,755556	1549,91	2028,985507		600	Ok etter kontroll
	Md/Madm	82,10	84,02	89,32	89,51	98,30		95,40			Ok før kontroll
	Dynamisk faktor(1+phi)							1,267			

Dynamise faktorer EK 1-2 120km/t												
	Lengde	Frekvens	K	alfa	v (kmh)	v(m/s)	a	Phi'	Faktisk Phi'	Phi''	1+phi'+a*phi''	
120km/t	4,2	24,97	0,1589	1,0000	120,0000	33,3333	1,0000	0,1888	0,1888	0,6182	1,8070	
200km/t	4,2	24,97	0,2649	1,0000	200,0000	55,5556	1,0000	0,3579	0,3579	0,6182	1,9761	

Nærmere kontroll i Caldintav for bro nr. 28.

	Bro nr:	4	Hastighet:		Demping=	2,564					
	EI=	2,0168E+08	M=	753,5	L=	4,2		Beregnet frekvens=			46,06970072
	ZBBD							Caldintav			
		F1	F2	F3	F4	F5	Inkl. phi'	Nominell	Krav	Kommentar	
	Frekvens	38,87	32,392	25,72	19,048	15,238		46,07			
120km/t	Akselerasjon	28,53	26,94	24,42	32,78	74,19	31,59	20,07		5,00	Ikke ok
	Nedbøyning (mm)	5,57	7,43	11,02	20,17	33,71	4,28	2,721			
	L/nedbøyning	2754	2065	1393	761	455	980,60	1543,550165			Ok etter kontroll
	Md/Madm	82,10	84,02	89,32	89,51	88,48		99,54			Ok før kontroll
	Dynamisk faktor(1+phi)							1,084			
200km/t	Akselerasjon	28,53	29,73	81,09	90,25	203,72	31,59	20,07		5,00	Ikke ok
	Nedbøyning (mm)	5,57	7,70	13,01	22,43	47,78	4,28	2,721			
	L/nedbøyning	753,50	545,64	322,93	187,26	87,91	980,60	12388,59108			Ok etter kontroll
	Md/Madm	82,10	84,02	89,32	89,51	98,30		96,39			Ok før kontroll
	Dynamisk faktor(1+phi)							1,084			

Dynamise faktorer EK 1-2 120km/t												
	Lengde	Frekvens	K	alfa	v (kmh)	v(m/s)	a	Phi'	Faktisk Phi'	Phi''	1+phi'+a*phi''	
120km/t	4,2	46,1	0,0861	1,0000	120,0000	33,3333	1,0000	0,0942	0,0942	1,1482	2,2424	
200km/t	4,2	46,1	0,1436	1,0000	200,0000	55,5556	1,0000	0,1675	0,1675	1,1482	2,3157	

Nærmere kontroll i Caldintav for bro nr. 4.

	Bro nr:	41			Demping=	1,296							
	EI=	1,3514E+11		M=	21953,3333		L (per spenn)=	20		Beregnet frekvens=			9,74319977
	ZBBD												
		Caldintav											
		CSI											
		Krav											
		Kommentar											
	Frekvens	F1	F2	F3	F4	F5	Inkl. phi'	Nominell					
		12,096	10,08	7,04	4	3,2		9,328	8,515				
120km/t	Akselerasjon	0,20	0,28	0,52	2,92	3,04	0,30	0,26				3,5	Ok før kontroll
	Nedbøyning (mm)	0,76	1,04	2,16	10,18	16,10	1,16	1,03					
	L/nedbøyning	26450	19257	9263	1965	1242	17236,42	19436,35				600	Ok før kontroll
	Md/Madm	81,98	83,43	88,04	137,62	140,93		88,60					
	Dynamisk faktor(1+phi)							1,06					
200km/t	Akselerasjon	0,36	0,95	3,15	3,75	19,50	0,98	0,87				3,50	Ok etter kontroll
	Nedbøyning (mm)	0,76	1,22	3,55	10,87	55,06	1,32	1,17					
	L/nedbøyning	26291	16444	5629	1840	363	15172,18	17109				600,00	Ok etter kontroll
	Md/Madm	81,98	87,97	129,71	137,62	341,04		92,97					
	Dynamisk faktor(1+phi)							1,203					

Dynamise faktorer EK 1-2 120km/t												
	Lengde	Frekvens	K	alfa	v (kmh)	v(m/s)	a	Phi'	Faktisk Phi'	Phi''	1+phi'+a*phi''	
120km/t	20	9,3280	0,0893	1,0000	120,0000	33,3333	1,0000	0,0981	0,0981	0,2553	1,3534	
200km/t	20	9,328	0,1489	1,0000	200,0000	55,5556	1,0000	0,1748	0,1748	0,2553	1,4301	

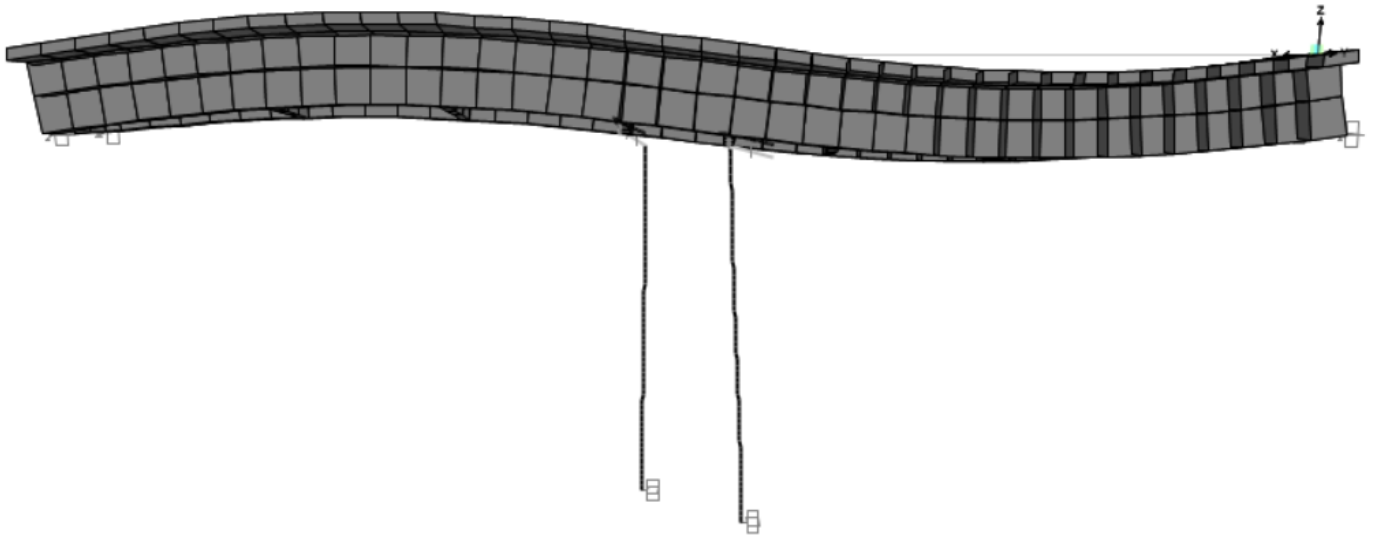
### Nærmere kontroll i Caldintav for bro nr. 41.

	Bro nr:	44			Demping=	2,686							
	EI=	5,8353E+08		M=	8063,33333		L=	4,4		Beregnet frekvens=			21,82664329
	ZBBD												
		Caldintav											
		Nominell											
		Krav											
		Kommentar											
	Frekvens	F1	F2	F3	F4	F5	Inkl. phi'	Nominell					
		37,541	31,284	24,733	18,182	14,545		21,827					
120km/t	Akselerasjon	2,65	2,44	2,23	2,84	9,12	1,71	1,34				3,5	Ok etter kontroll
	Nedbøyning (mm)	0,55	0,72	1,07	2,01	3,41	1,41	1,11					
	L/nedbøyning	8063	6117	4125	2190	1290	3114,58	3981,90				600	Ok før kontroll
	Md/Madm	81,72	84,25	88,83	89,01	89,10		92,66					
	Dynamisk faktor(1+phi)							1,08					
200km/t	Akselerasjon	2,65	2,78	6,68	9,44	15,49	10,49	8,20				3,50	Ikke ok
	Nedbøyning (mm)	0,55	0,76	1,31	2,33	4,46	1,72	1,34					
	L/nedbøyning	8063	5816	3347	1887	986	2564,54	3279				600,00	Ok før kontroll
	Md/Madm	72,92	75,94	83,60	86,90	93,45		95,10					
	Dynamisk faktor(1+phi)							1,307					

Dynamise faktorer EK 1-2 120km/t												
	Lengde	Frekvens	K	alfa	v (kmh)	v(m/s)	a	Phi'	Faktisk Phi'	Phi''	1+phi'+a*phi''	
120km/t	4,4	21,8270	0,1735	1,0000	120,0000	33,3333	1,0000	0,2098	0,2098	0,5569	1,7667	
200km/t	4,4	21,827	0,2892	1,0000	200,0000	55,5556	1,0000	0,4030	0,4030	0,5569	1,9599	

### Nærmere kontroll i Caldintav for bro nr. 44.

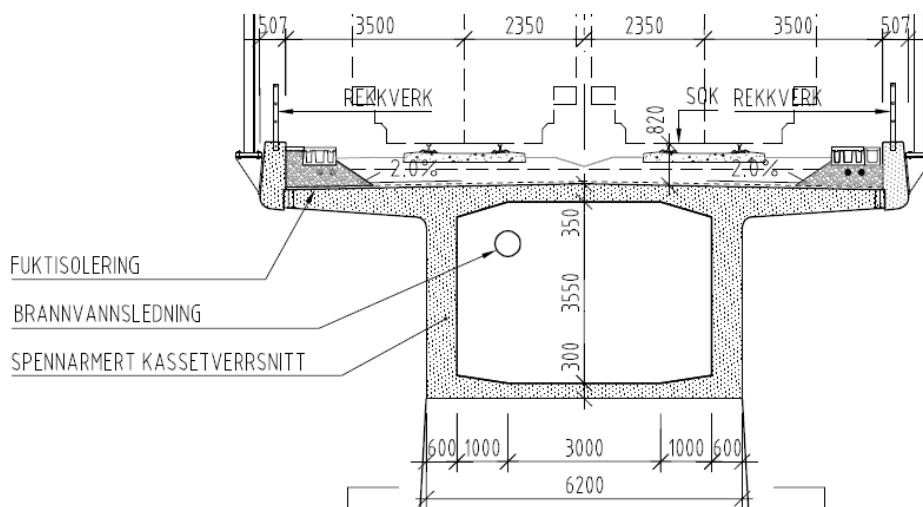
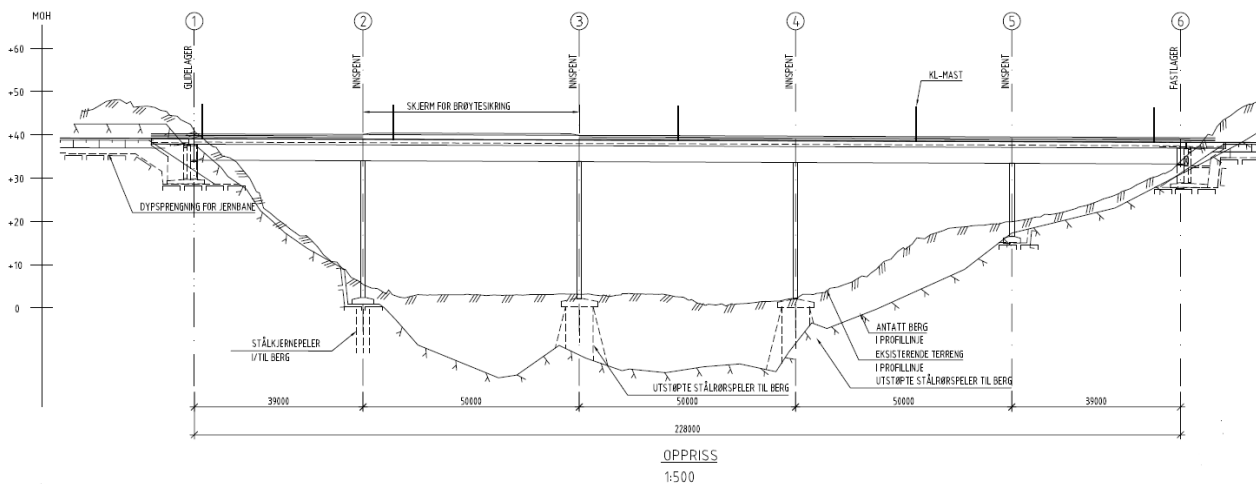




Utklipp fra modell CSiBridge med modeform for første bøyemode.

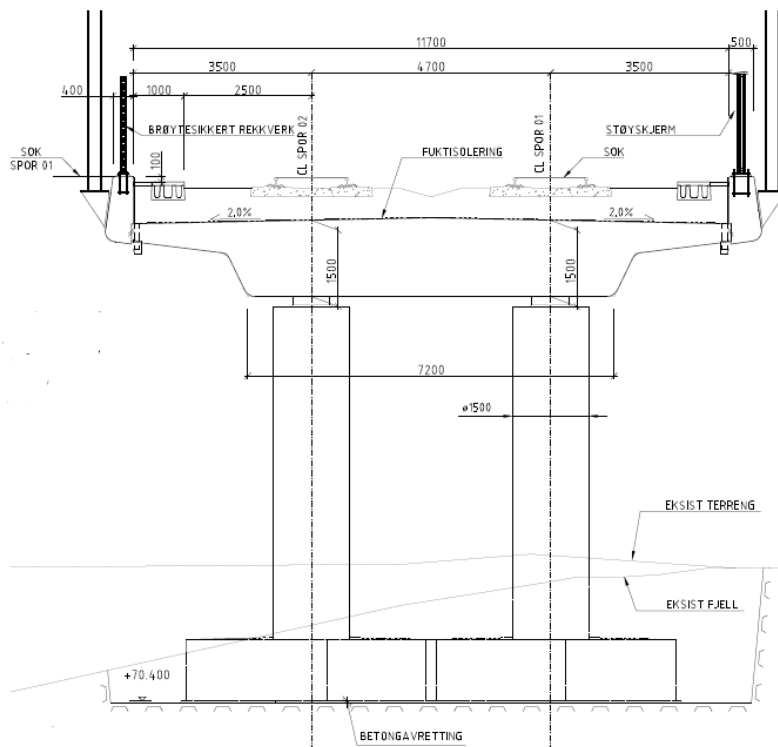
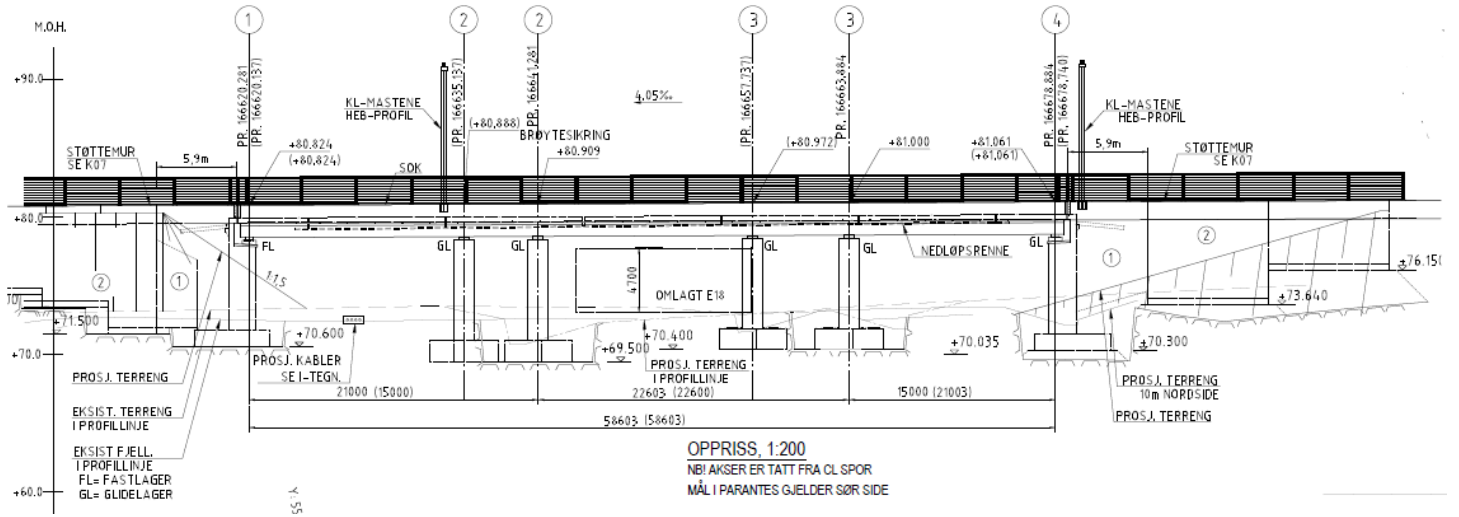
# Vedlegg S Ønna bro - oppriss og brotvernsnitt

PROFILNR	174171	174210	174260	174310	174360	174399
PROFILHØYDE	39,12	38,97	38,78	38,59	38,40	38,26
VERTIKALKURVATUR	$R_{\infty} = -3,79\text{‰}$					
HORIZONTALKURVATUR	$R = 4004,70$					



# Vedlegg T Vestre Hobekk bro - oppriss og brotvernsnitt

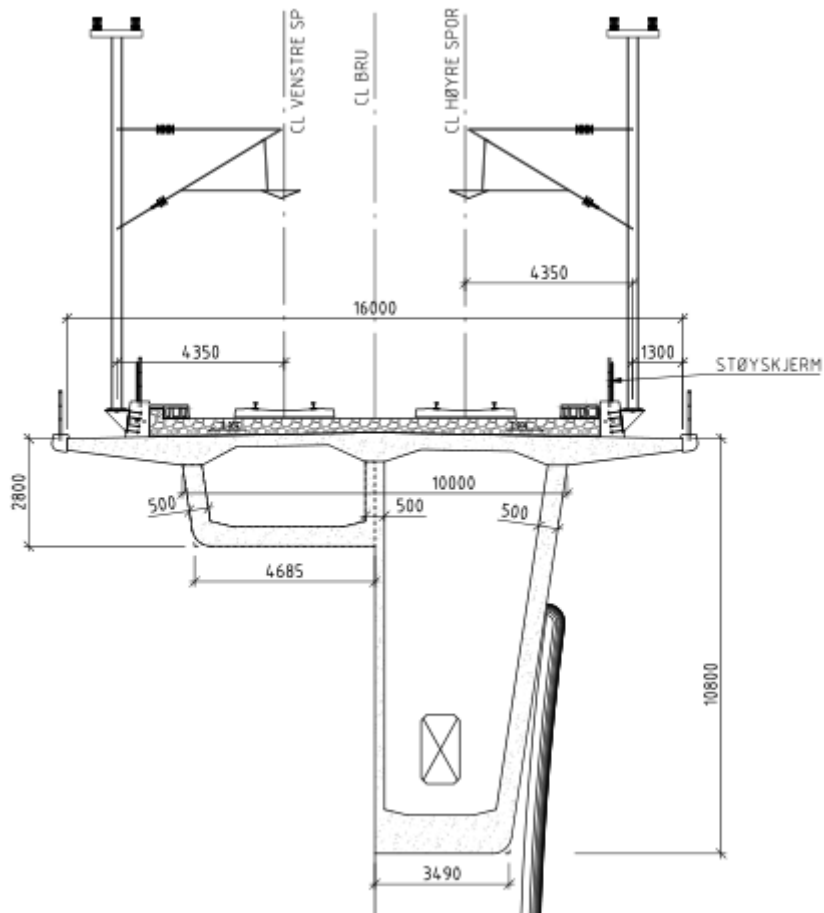
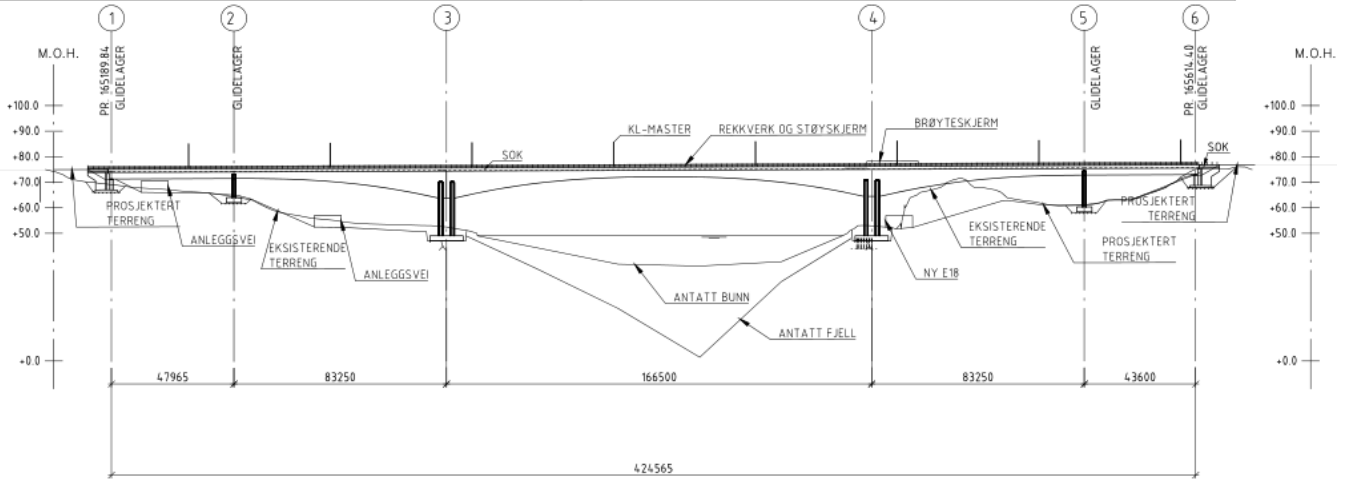
PROFILNR. J12001_01	166620,281	166641,281	166663,884	166678,884
PROFILHØYDE	80,824	80,909	81,000	81,061
TERRENGHØYDE				
VERTIKALKURVATUR			4,05%	
HORISONTALKURVATUR			R=∞	



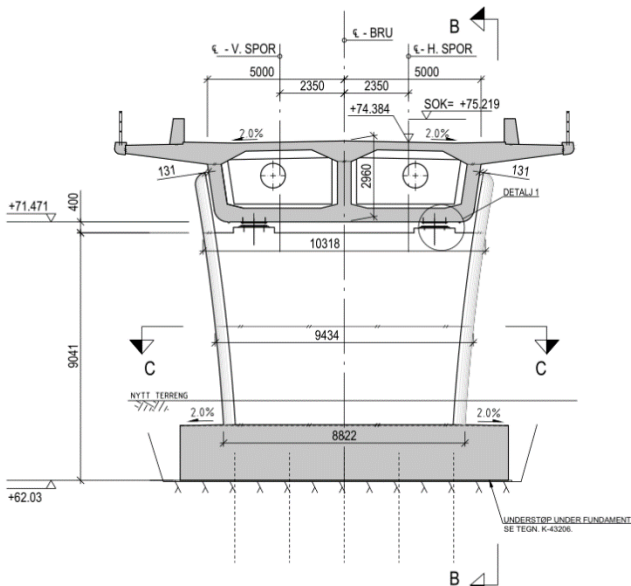
SNITT A-A 1:50

# Vedlegg U Halle vannet bro - oppriss, tverrsnitt og søyler

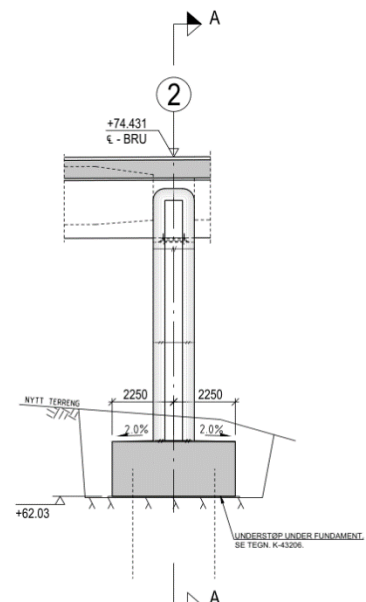
PROFILNR.	165189.84	165257.80	165321.05	165487.55	165570.80	165614.40
PROFILHØYDE	75.03	75.22	75.56	76.23	76.57	74.75
TERRENGHØYDE	68.89	63.89	52.25	53.11	61.62	75.12
VERTIKALKURVATUR PROFILLINJE				4.05‰		
HORISONTALKURVATUR PROFILLINJE	R HS=4004.700			L=262		



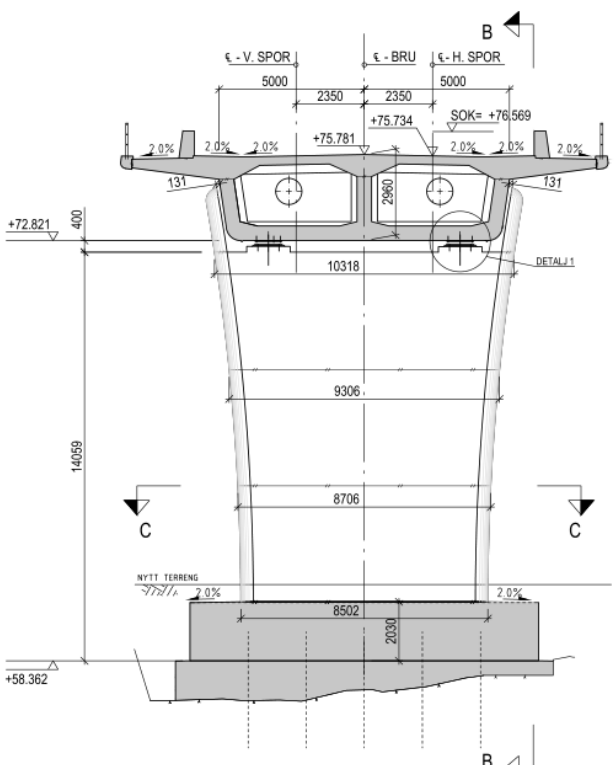




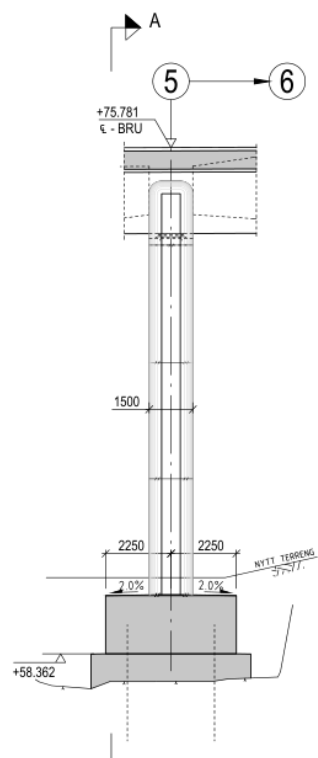
**SNITT A-A**  
1:100



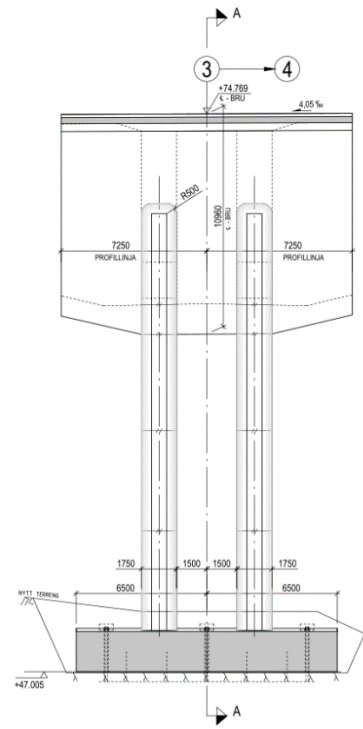
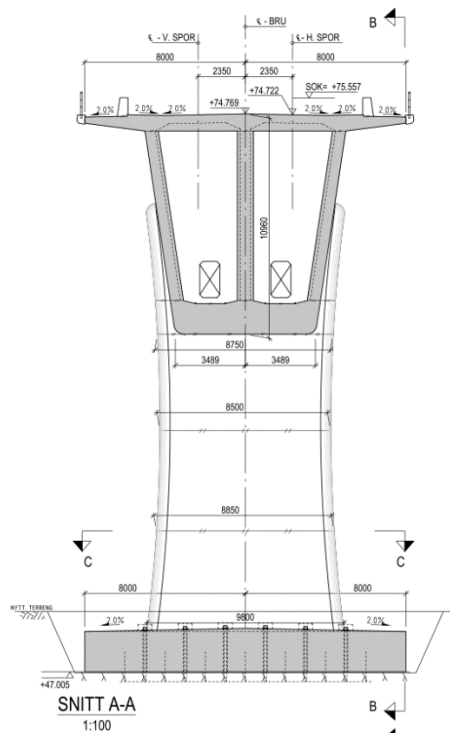
**OPPRISS B-B**  
1:100



**SNITT A-A**  
1:100



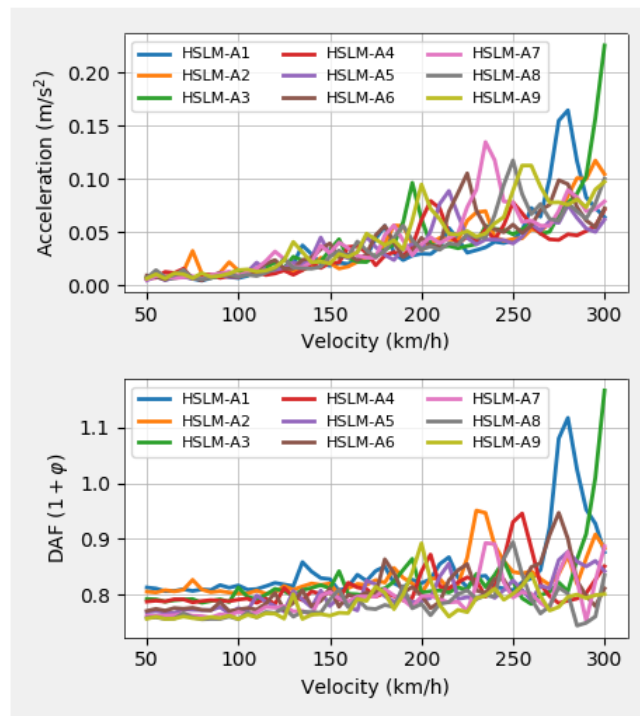
**OPPRISS B-B**  
1:100



Bridge type: Multi-span cont. Boundary Condition: Simply-supported at 1  
 Damping ratio (%): 1.0 Skew angle (in degrees): 0.0  
 Number of spans: 5

Define bridge's properties:

	L (m)	EI (N.m <sup>2</sup> )	GJ (N.m <sup>2</sup> )	m (kg/m)	r (m)
1	39.0	9.8e+11	0	41889.0	0
2	50.0	9.8e+11	0	41889.0	0
3	50.0	9.8e+11	0	41889.0	0
4	50.0	9.8e+11	0	41889.0	0
5	39.0	9.8e+11	0	41889.0	0



Ballast track      Max. Accel.: 0.2257 at 300.0 km/h  
 Slab track        Max. DAF: 1.166 at 300.0 km/h

Ønna bro.

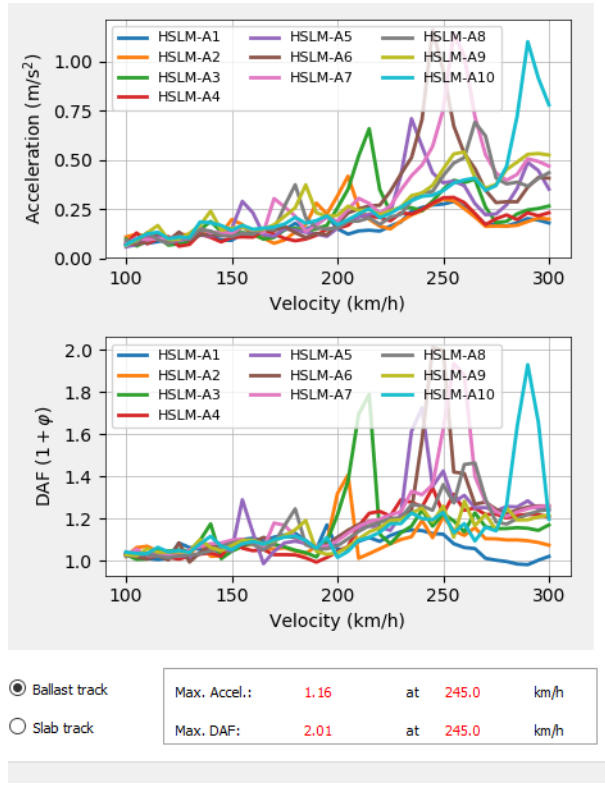
Bridge type: Multi-span cont. Boundary Condition: Simply-supported at 1

Damping ratio (%): 1 Skew angle (in degrees): 0

Number of spans: 3

**Define bridge's properties:**

	L (m)	EI (N.m <sup>2</sup> )	GJ (N.m <sup>2</sup> )	m (kg/m)	r (m)
1	18	93286800000	0	42985	0
2	22	93286800000	0	42985	0
3	18	93286800000	0	42985	0

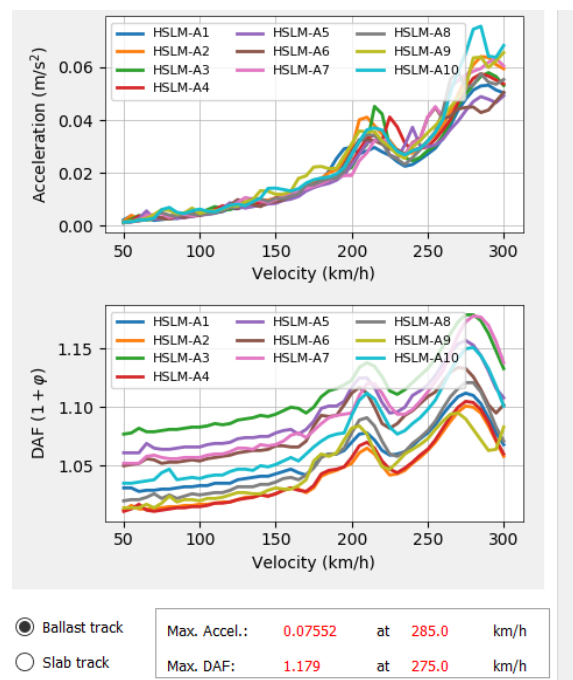


Hobekk bro.

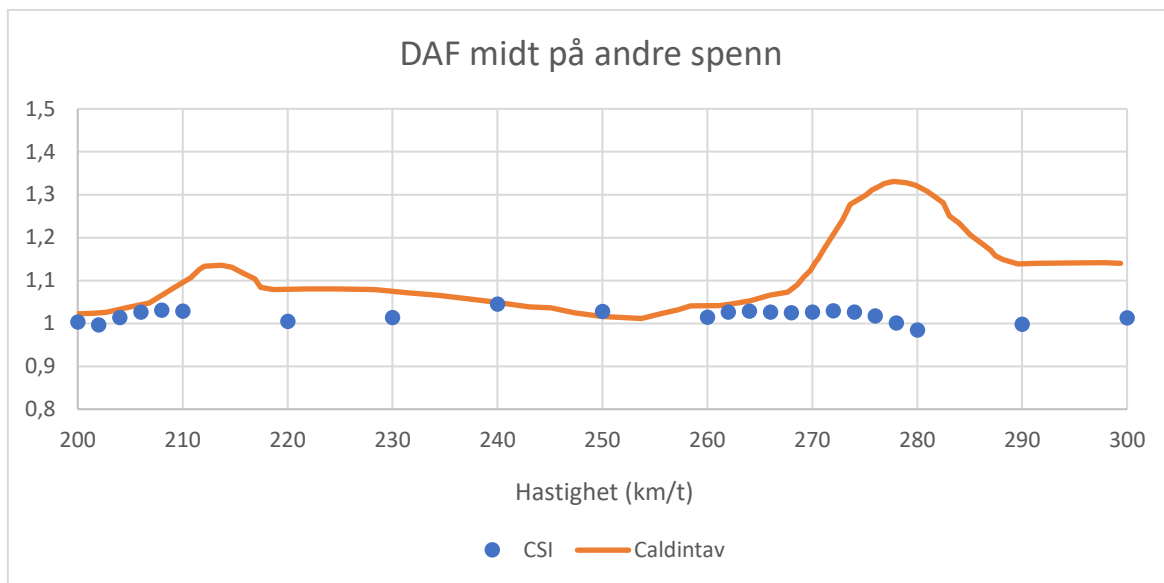
Bridge type: Multi-span cont.    Boundary Condition: Simply-supported at 1  
 Damping ratio (%): 1.0    Skew angle (in degrees): 0.0  
 Number of spans: 5

**Define bridge's properties:**

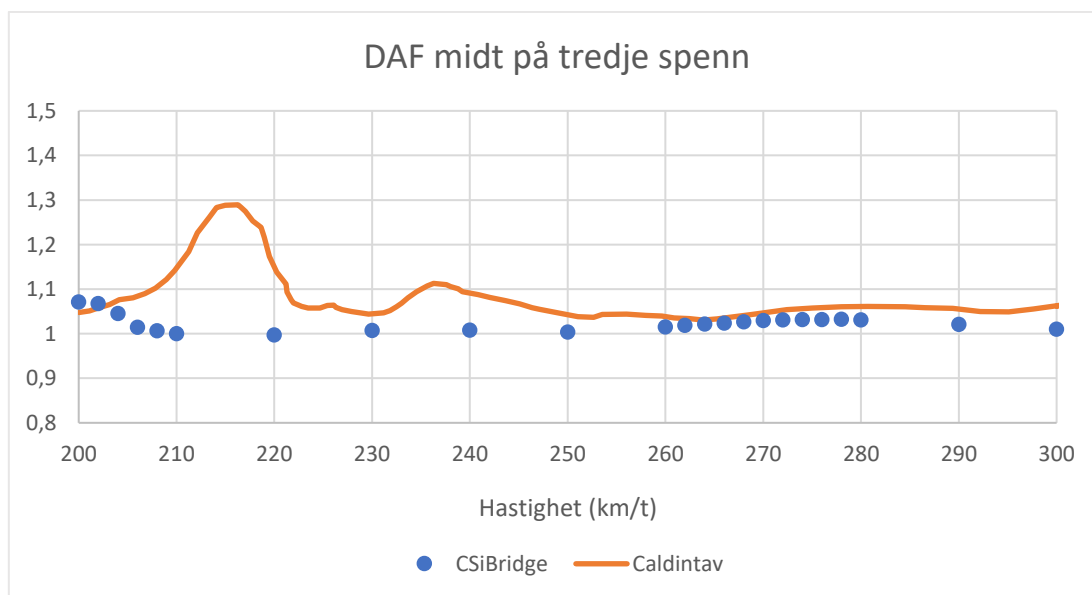
	L (m)	EI (N.m <sup>2</sup> )	GJ (N.m <sup>2</sup> )	m (kg/m)	r (m)
1	47.97	4.1e+12	0	55763.67	0
2	81.75	4.1e+12	0	55763.67	0
3	163.5	4.1e+12	0	55763.67	0
4	81.75	4.1e+12	0	55763.67	0
5	43.6	4.1e+12	0	55763.67	0



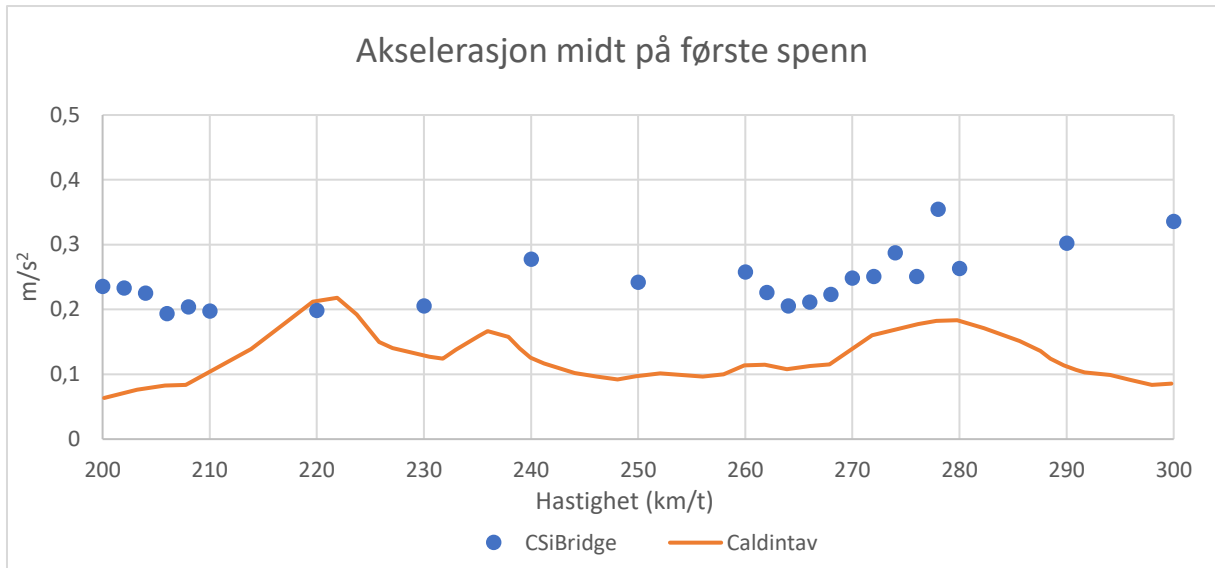
Halleannet bro.



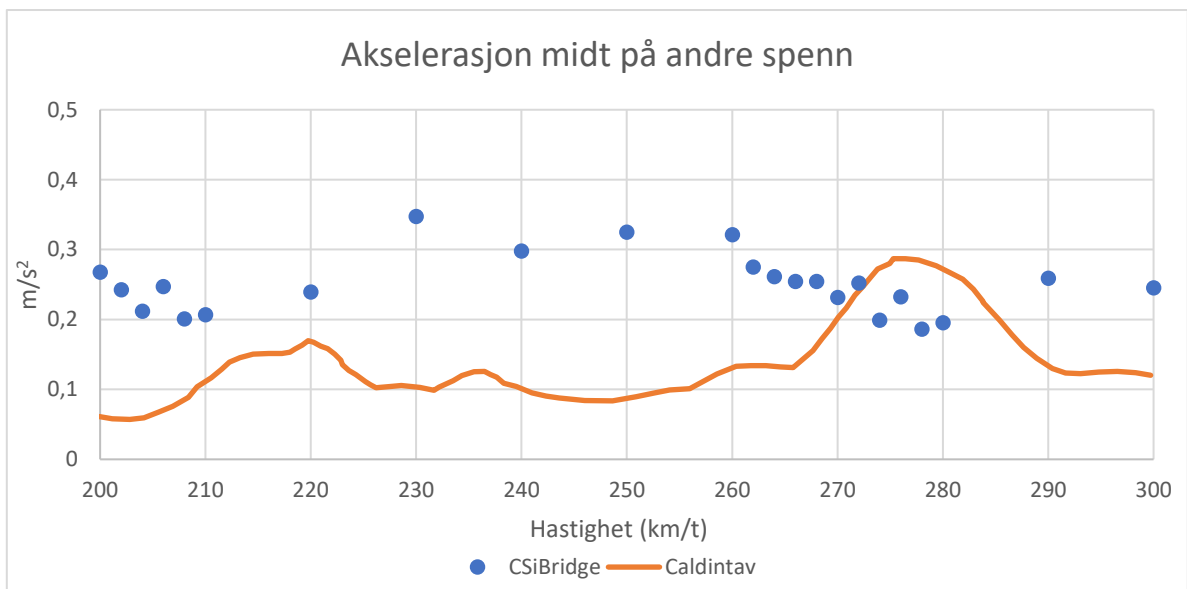
DAF midt på andre spenn med tog A1.



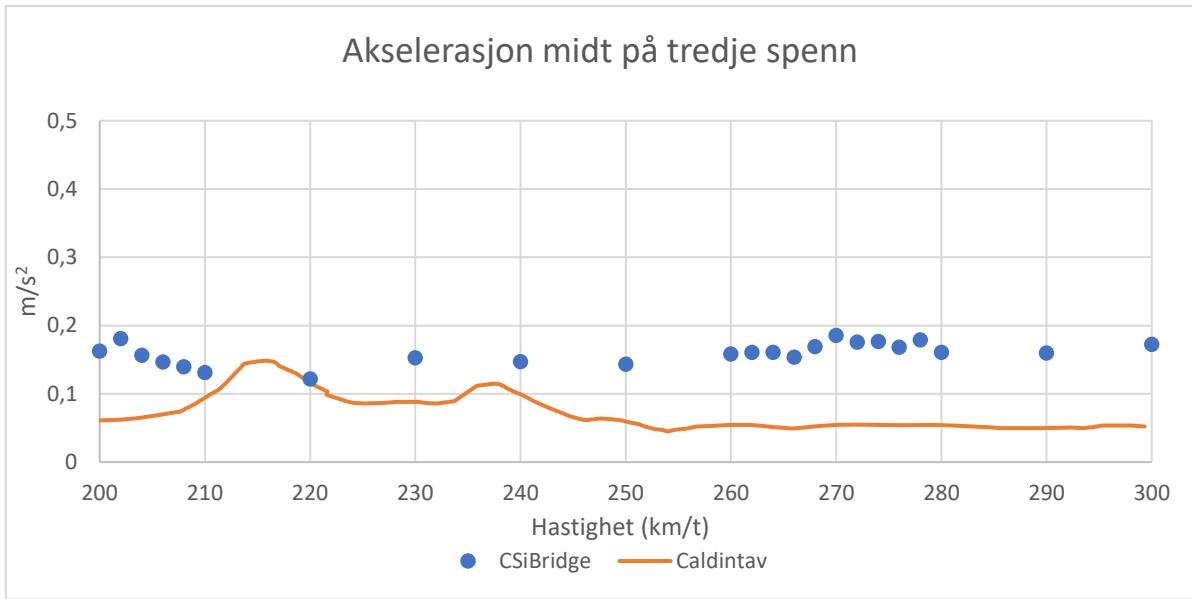
DAF midt på tredje spenn med tog A1.



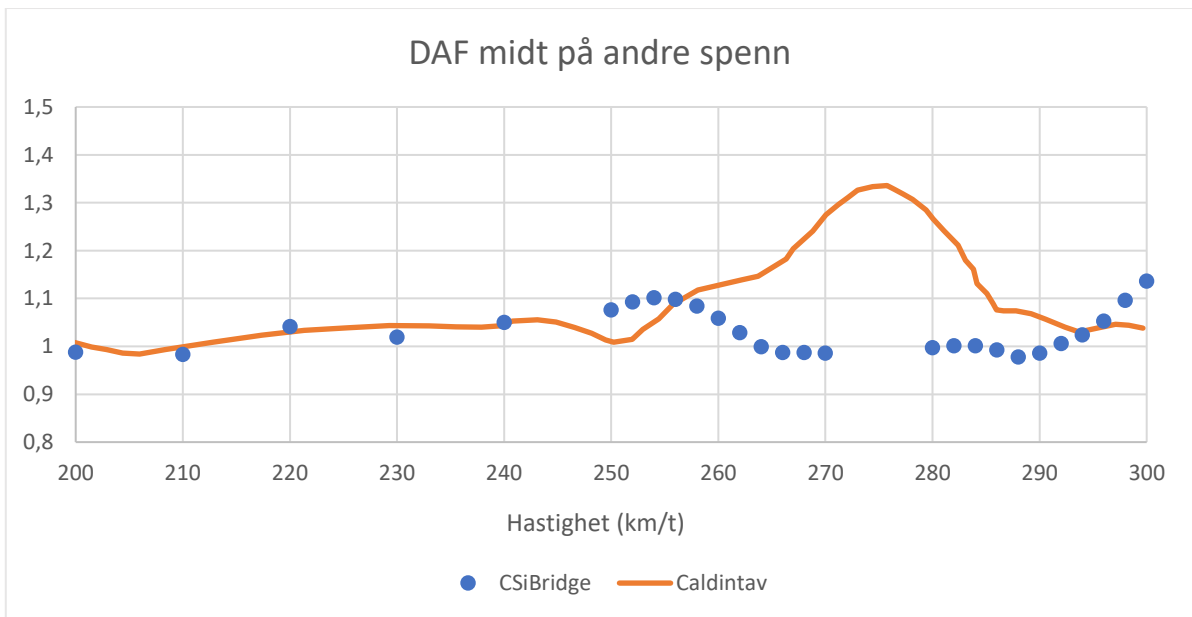
Akselerasjon midt på første spenn med tog A1.



Akselerasjon midt på andre spenn med tog A1.

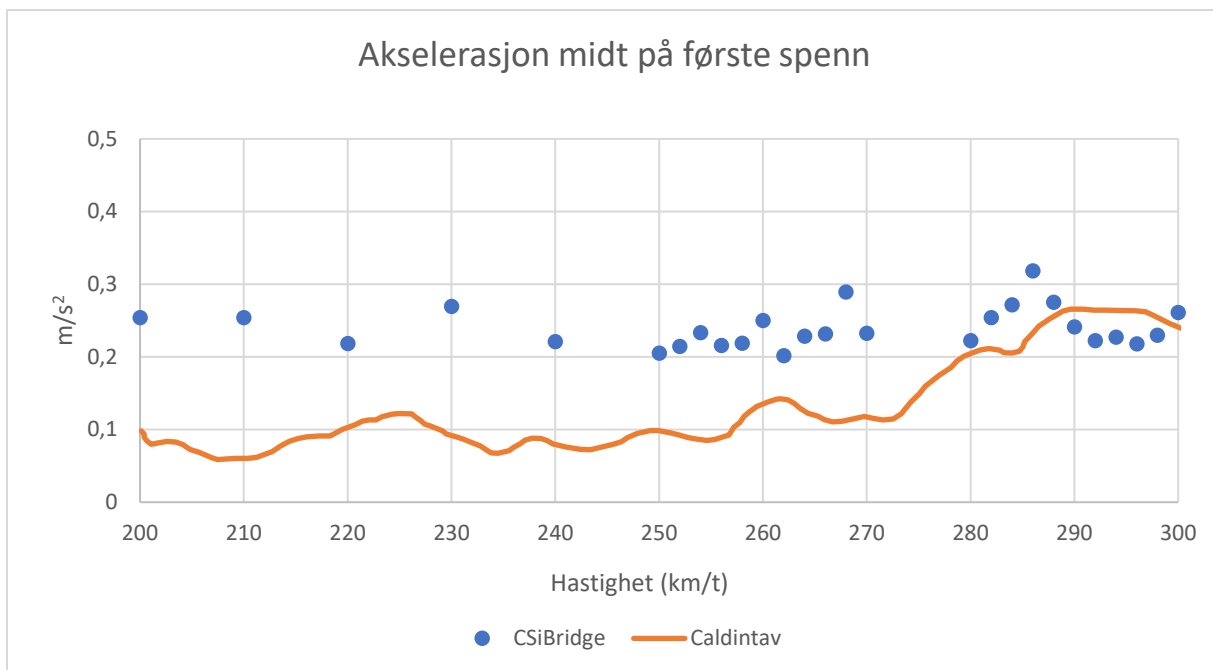


Akselerasjon midt på tredje spenn med tog A1.

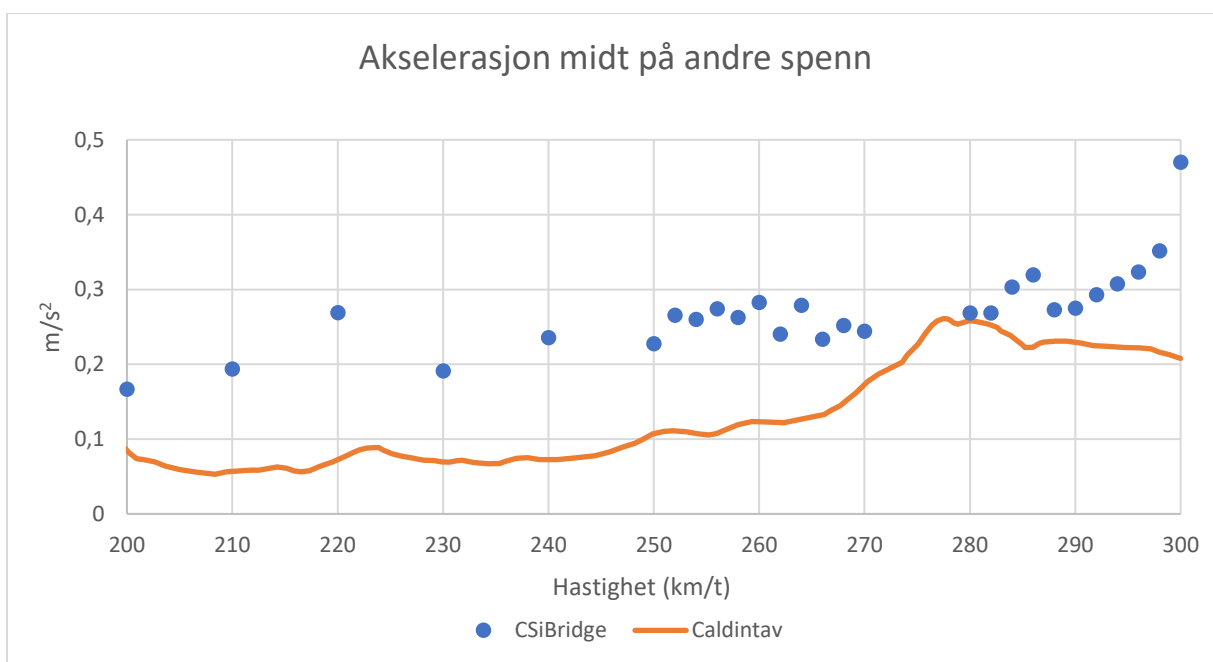


DAF midt på andre spenn med tog A6.

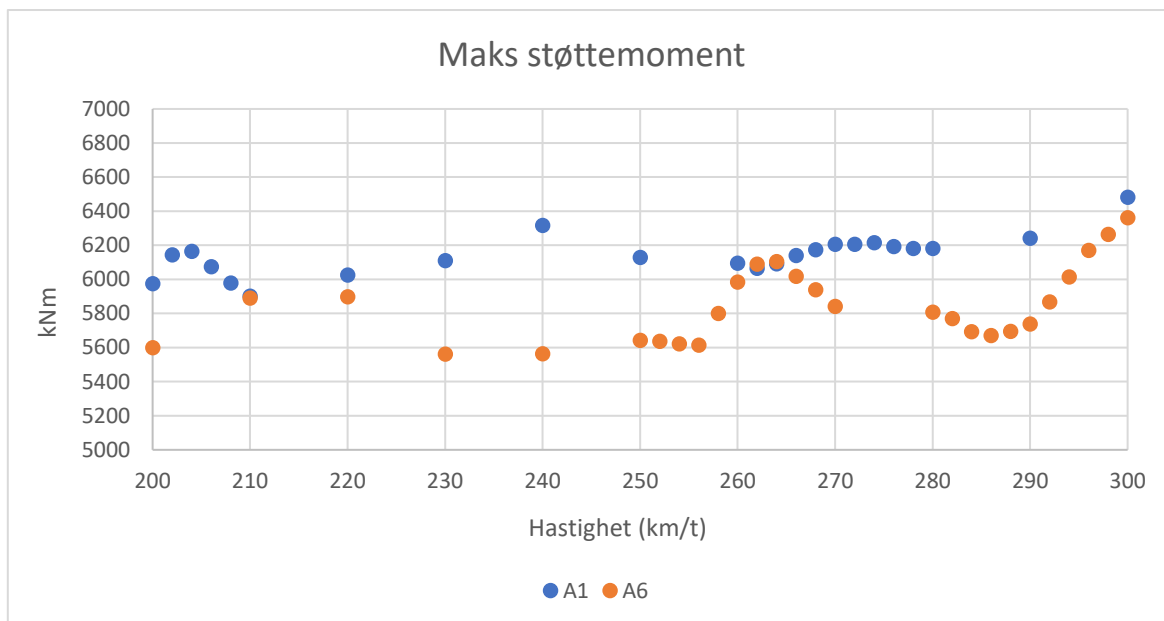




Akselerasjon midt på første spenn med tog A6.



Akselerasjon midt på andre spenn med tog A6.



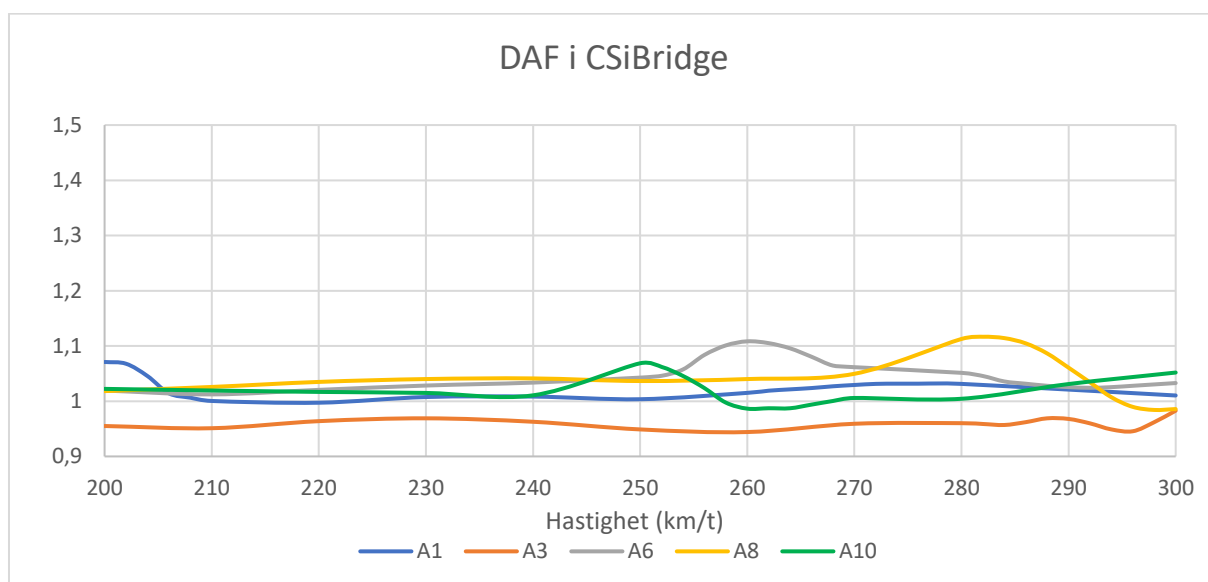
Maks støttemoment med tog A1 og A6.

Målepunkt	Lastvirkning	Programvare	Største verdi	Avvik
Første spenn	Akselerasjon	CSiBridge	0,35	39 %
		Caldintav	0,22	
	DAF	CSiBridge	1,16	
		Caldintav	Ingen data	
Andre spenn	Akselerasjon	CSiBridge	0,35	18 %
		Caldintav	0,29	
	DAF	CSiBridge	1,05	27 %
		Caldintav	1,33	
Tredje spenn	Akselerasjon	CSiBridge	0,19	17 %
		Caldintav	0,15	
	DAF	CSiBridge	1,07	21 %
		Caldintav	1,29	

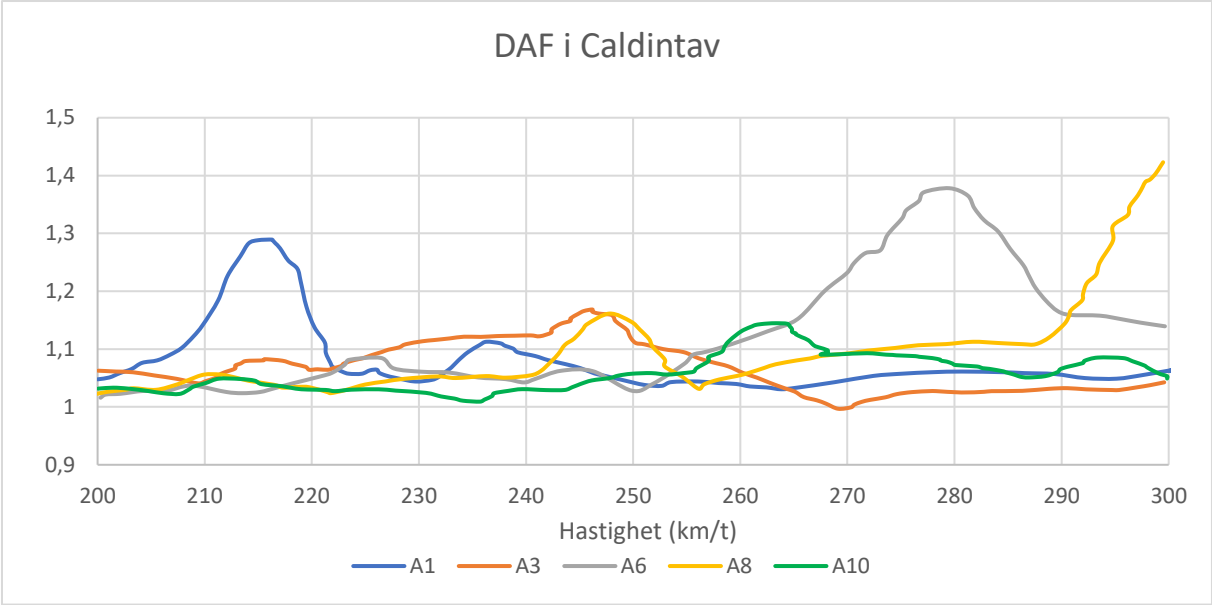
Oppsummering resultater med tog A1.

Målepunkt	Lastvirkning	Programvare	Største verdi	Avvik
Første spenn	Akselerasjon	CSiBridge	0,32	16 %
		Caldintav	0,27	
	DAF	CSiBridge	1,09	
		Caldintav	Ingen data	
Andre spenn	Akselerasjon	CSiBridge	0,47	45 %
		Caldintav	0,26	
	DAF	CSiBridge	1,14	18 %
		Caldintav	1,34	
Tredje spenn	Akselerasjon	CSiBridge	0,23	18 %
		Caldintav	0,27	
	DAF	CSiBridge	1,11	24 %
		Caldintav	1,38	

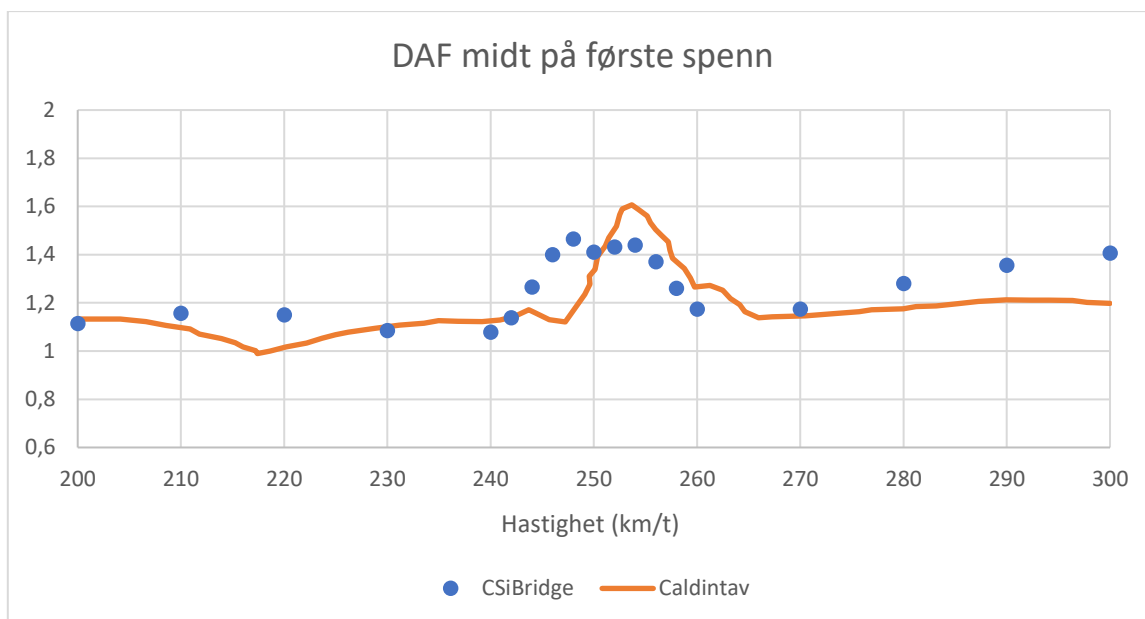
Oppsummering resultater med tog A6.



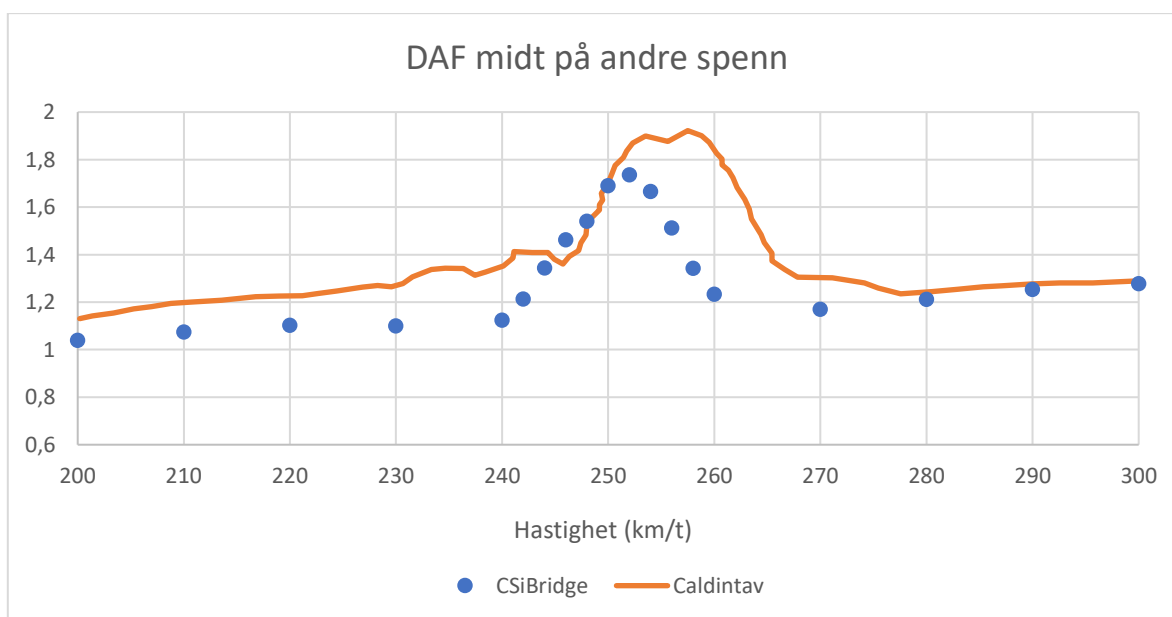
DAF med tog A1, A3, A6, A8 og A10 i CSiBridge.



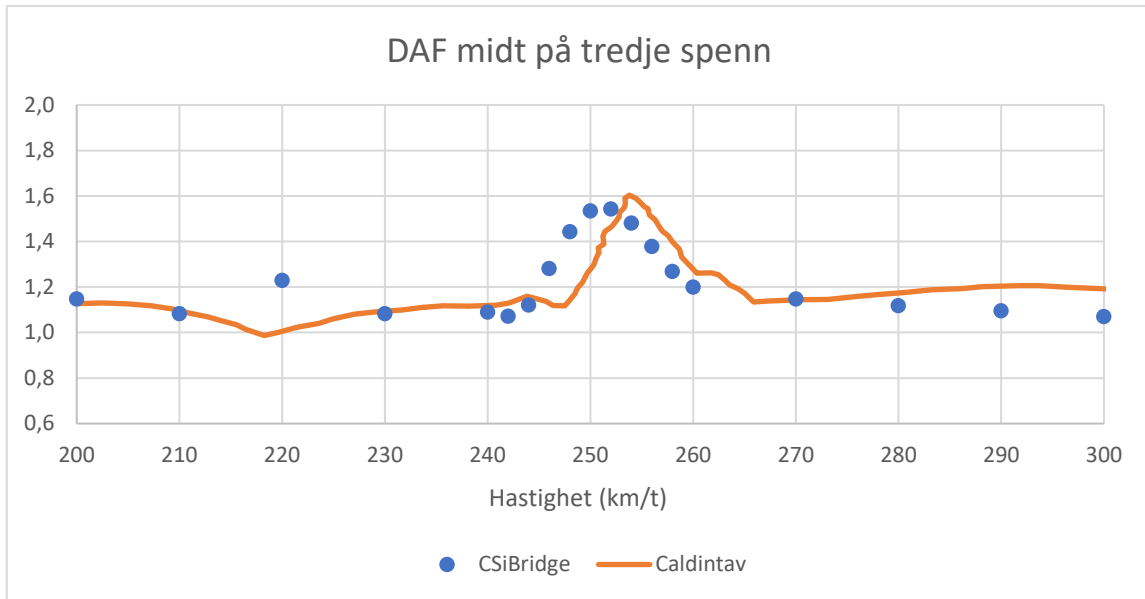
DAF med tog A1, A3, A6, A8 og A10 i Caldintav.



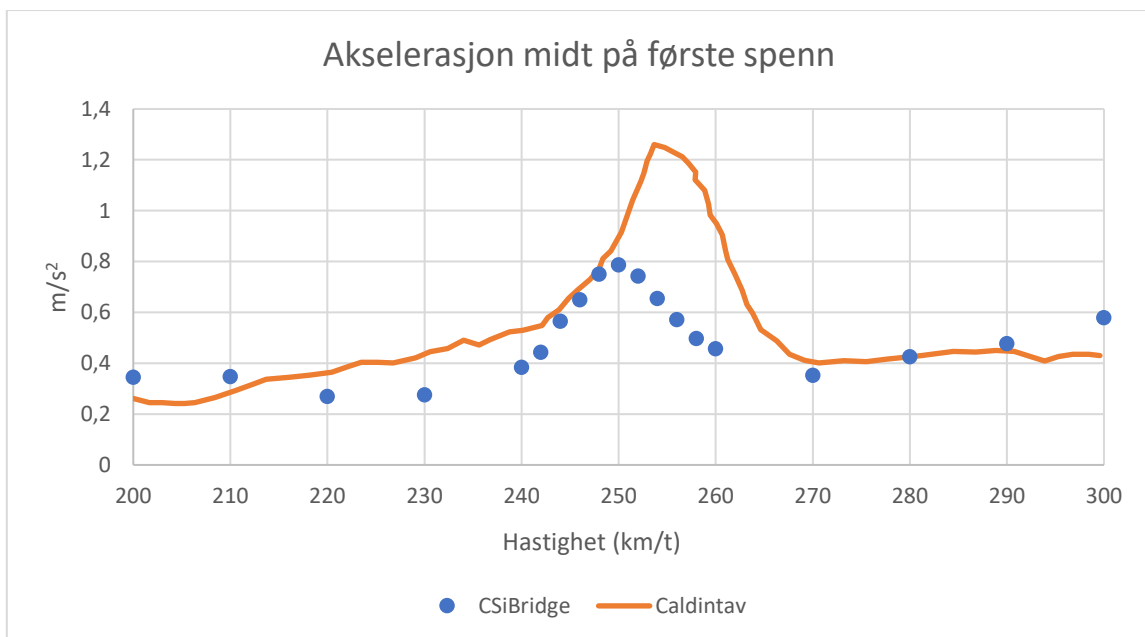
DAF midt på første spenn med tog A6.



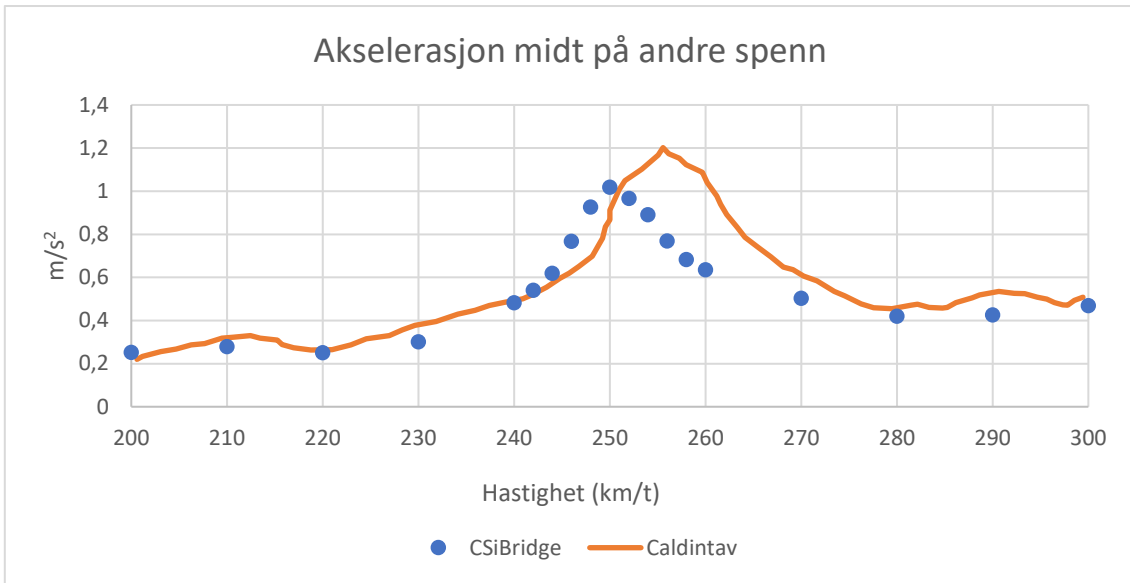
DAF midt på andre spenn med tog A6.



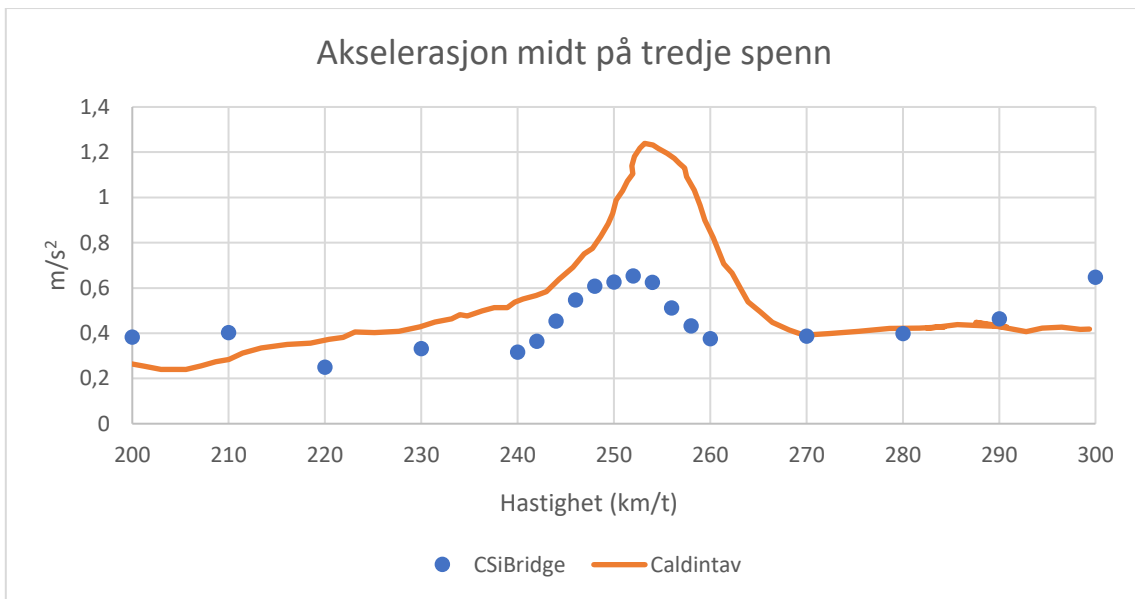
DAF midt på tredje spenn med tog A6.



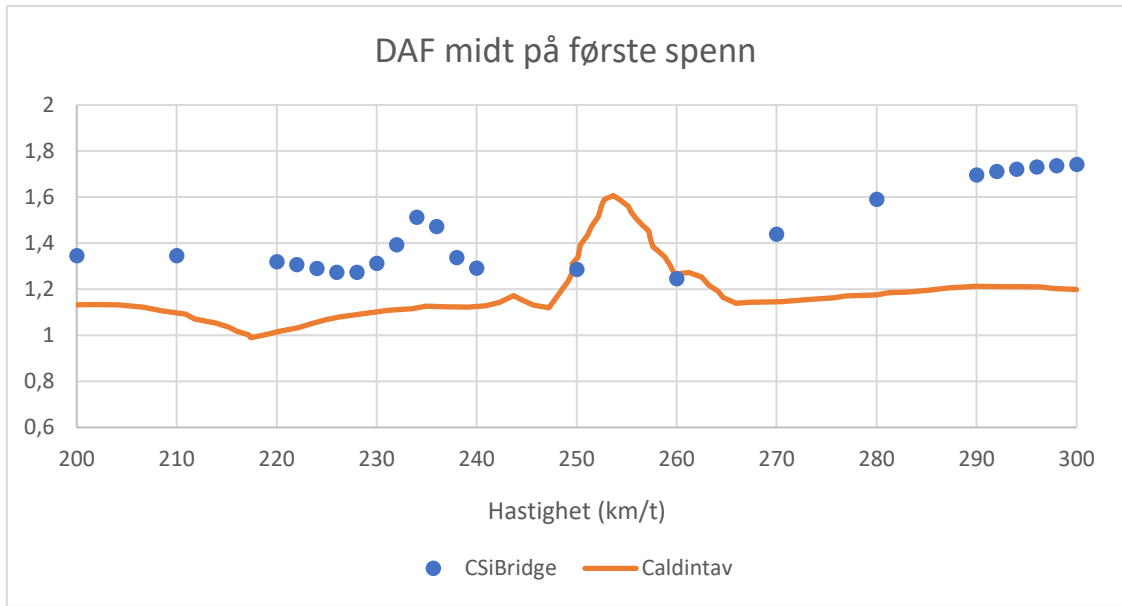
Akselerasjon midt på første spenn med tog A6.



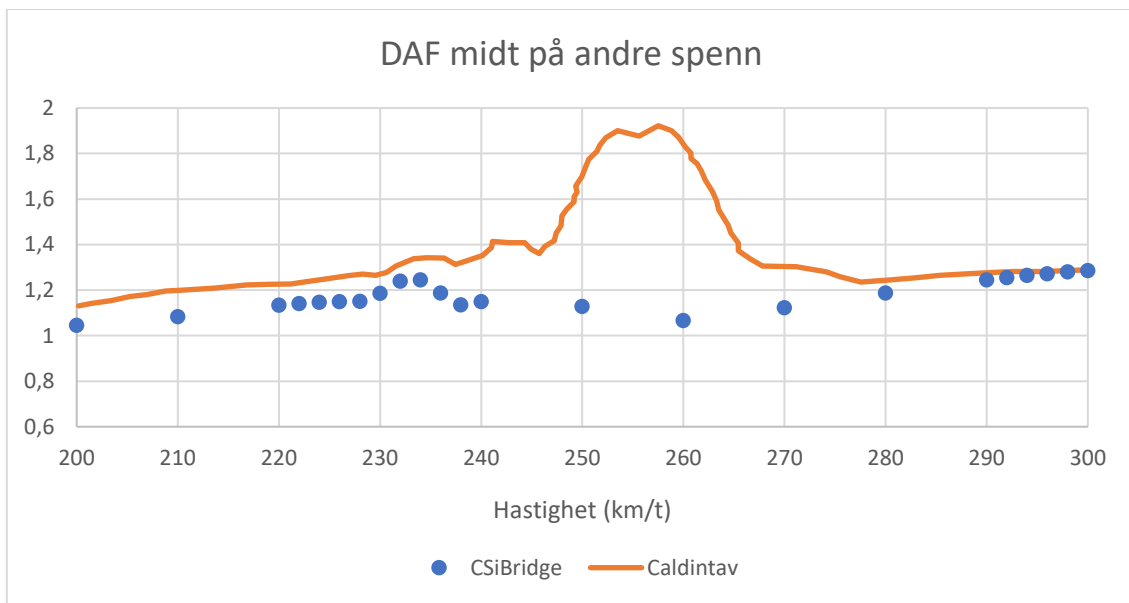
Akselerasjon midt på andre spenn A6.



Akselerasjon midt på tredje spenn med tog A6.

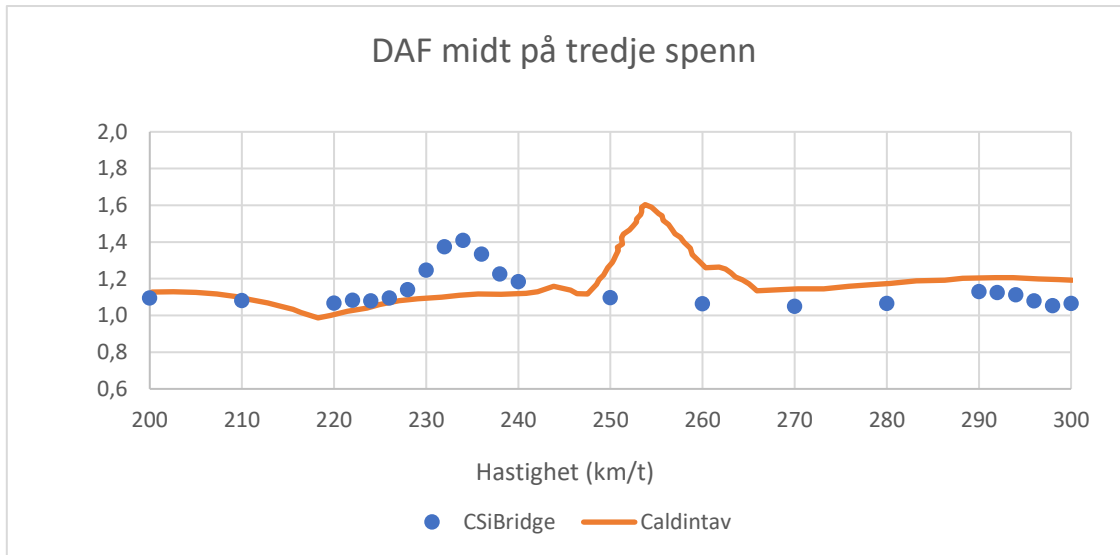


DAF midt på første spenn med tog A7.

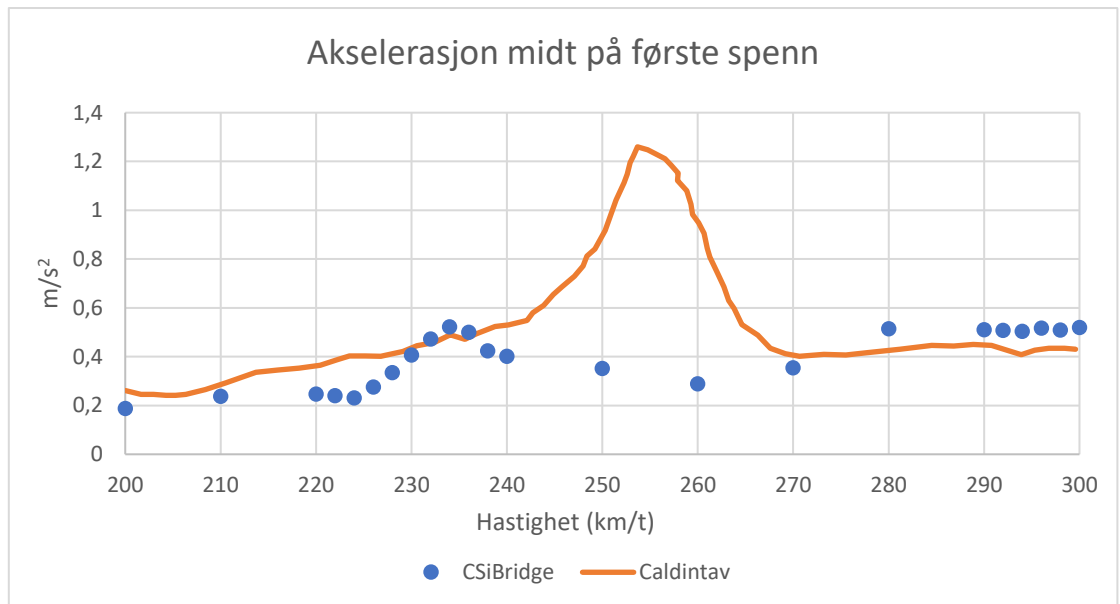


DAF midt på andre spenn med tog A7.

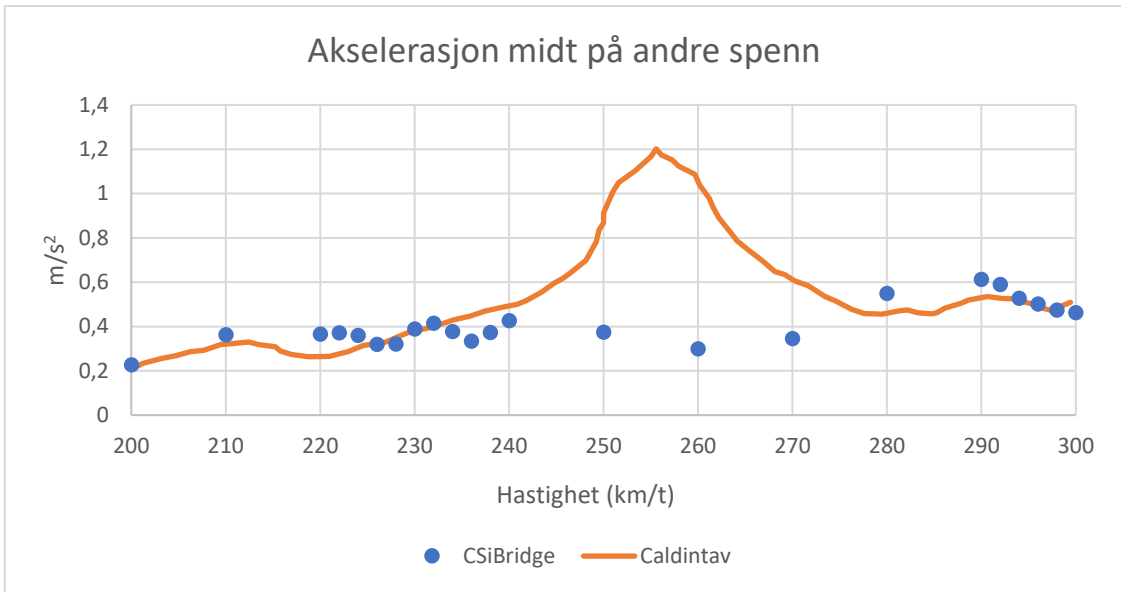




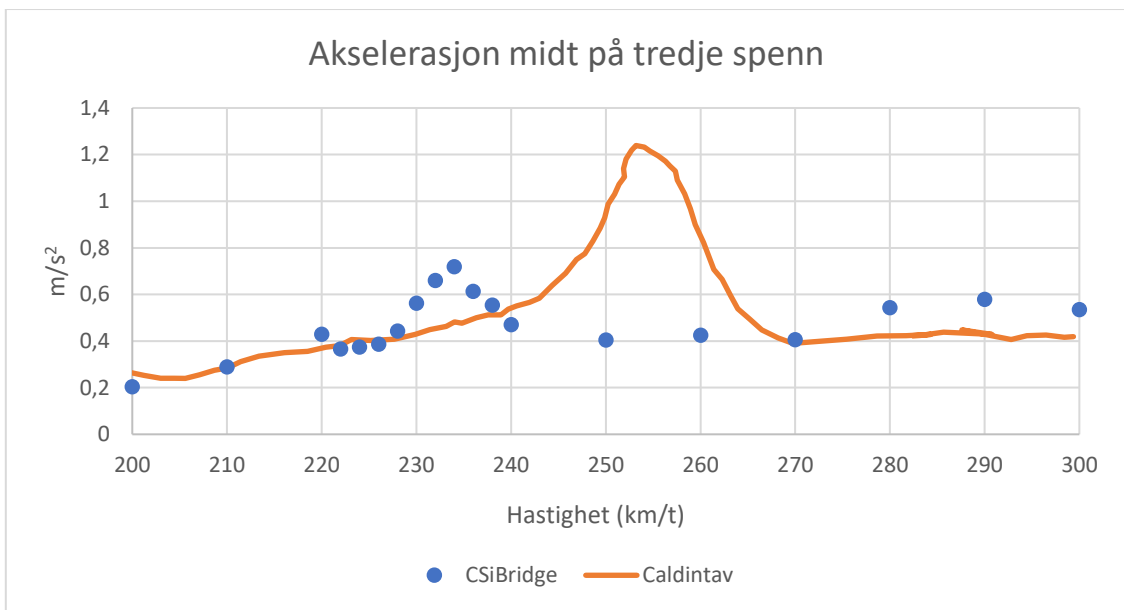
DAF midt tredje spenn med tog A7.



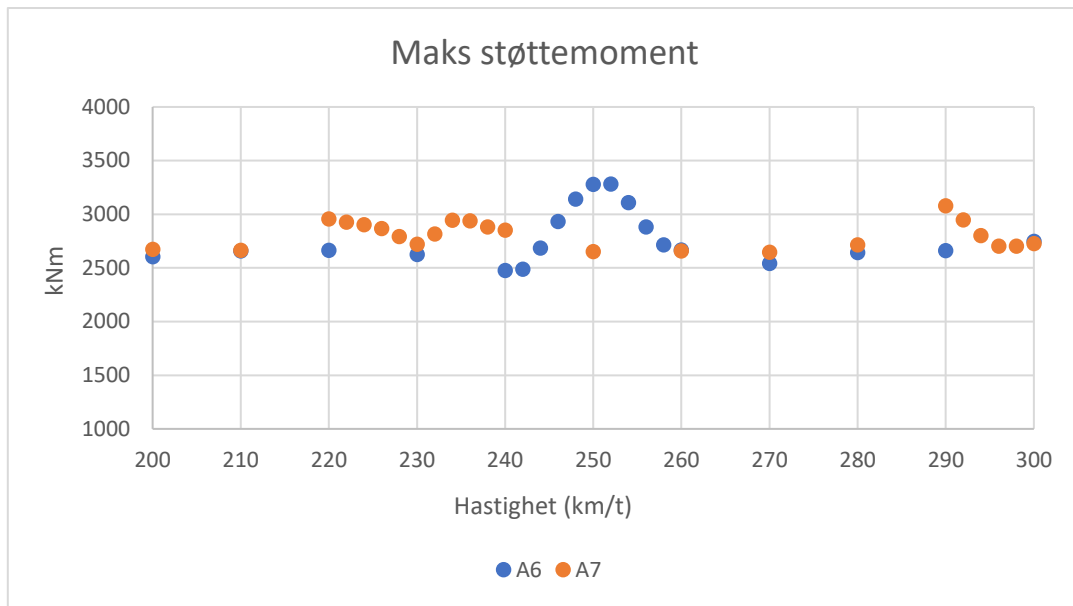
Akselerasjon midt på første spenn med tog A7.



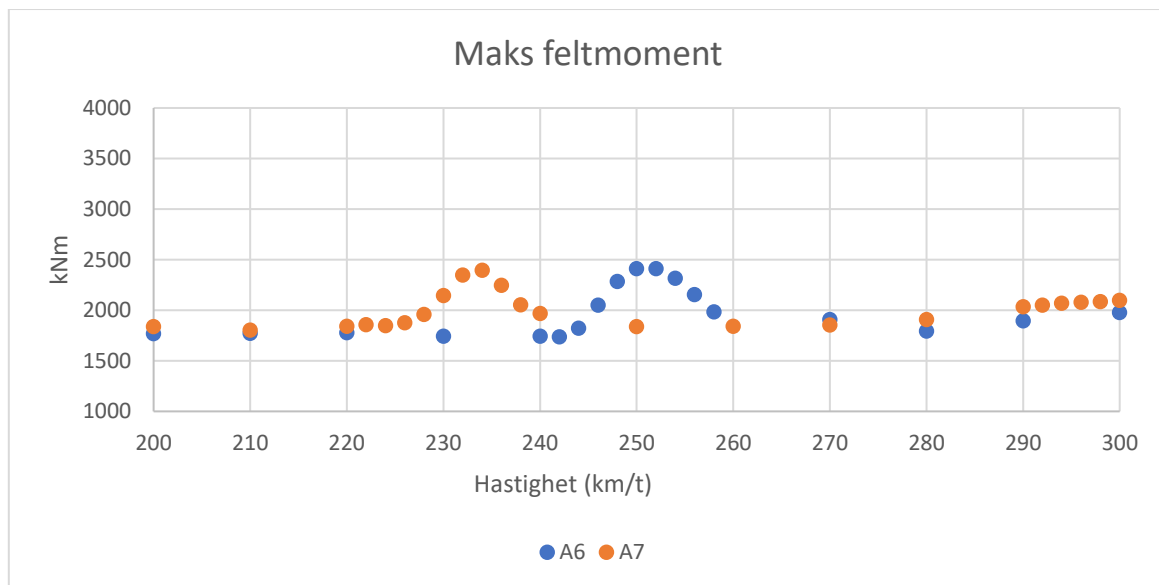
Akselerasjon midt på andre spenn med tog A7.



Akselerasjon midt på tredje spenn med tog A7.



Maks støttemoment med tog A6 og A7.



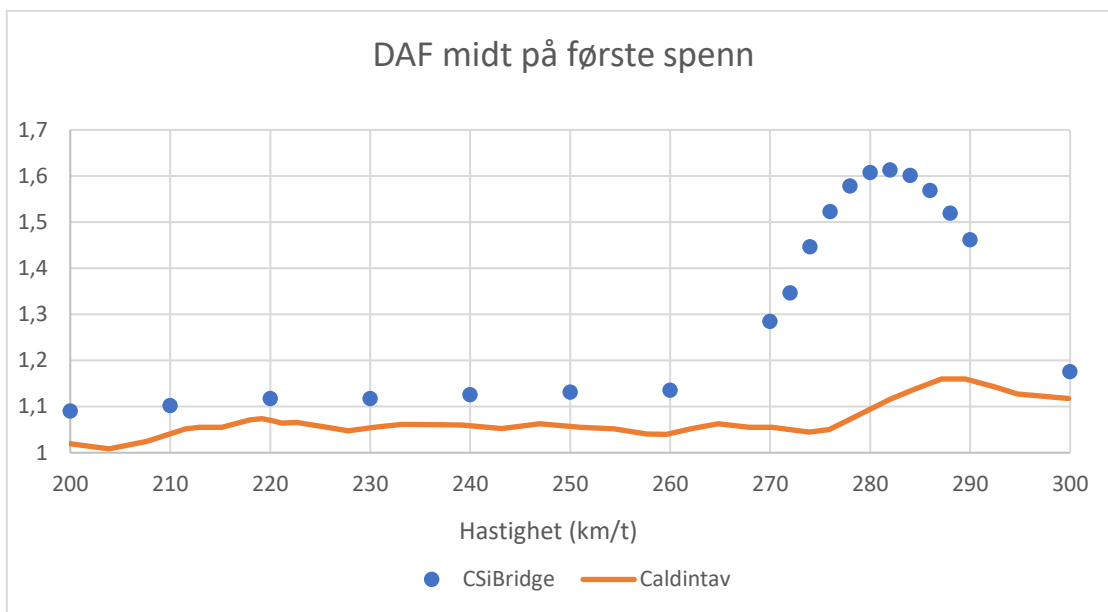
Maks feltmoment med tog A6 og A7.

Målepunkt	Lastvirkning	Programvare	Største verdi	Avvik
Første spenn	Akselerasjon	CSiBridge	0,79	58 %
		Caldintav	1,24	
	DAF	CSiBridge	1,48	8 %
		Caldintav	1,61	
Andre spenn	Akselerasjon	CSiBridge	1,02	15 %
		Caldintav	1,17	
	DAF	CSiBridge	1,74	8 %
		Caldintav	1,88	
Tredje spenn	Akselerasjon	CSiBridge	0,66	85 %
		Caldintav	1,22	
	DAF	CSiBridge	1,50	5 %
		Caldintav	1,57	

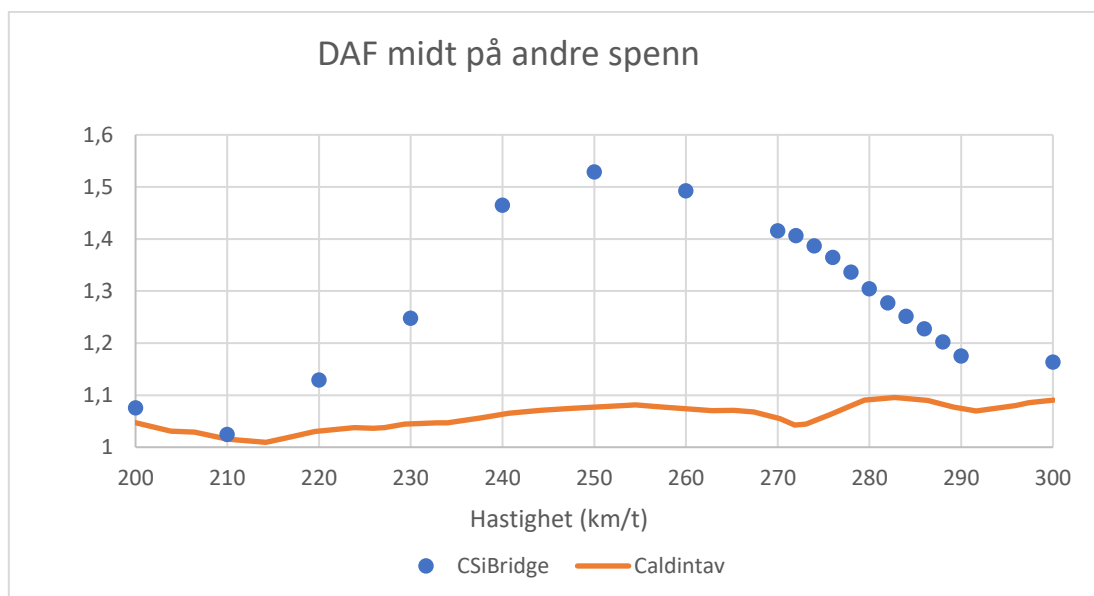
Oppsummering resultater med tog A6.

Målepunkt	Lastvirkning	Programvare	Største verdi	Avvik
Første spenn	Akselerasjon	CSiBridge	0,52	139 %
		Caldintav	1,24	
	DAF	CSiBridge	1,74	9 %
		Caldintav	1,58	
Andre spenn	Akselerasjon	CSiBridge	0,59	96 %
		Caldintav	1,16	
	DAF	CSiBridge	1,29	50 %
		Caldintav	1,92	
Tredje spenn	Akselerasjon	CSiBridge	0,72	69 %
		Caldintav	1,21	
	DAF	CSiBridge	1,40	13 %
		Caldintav	1,58	

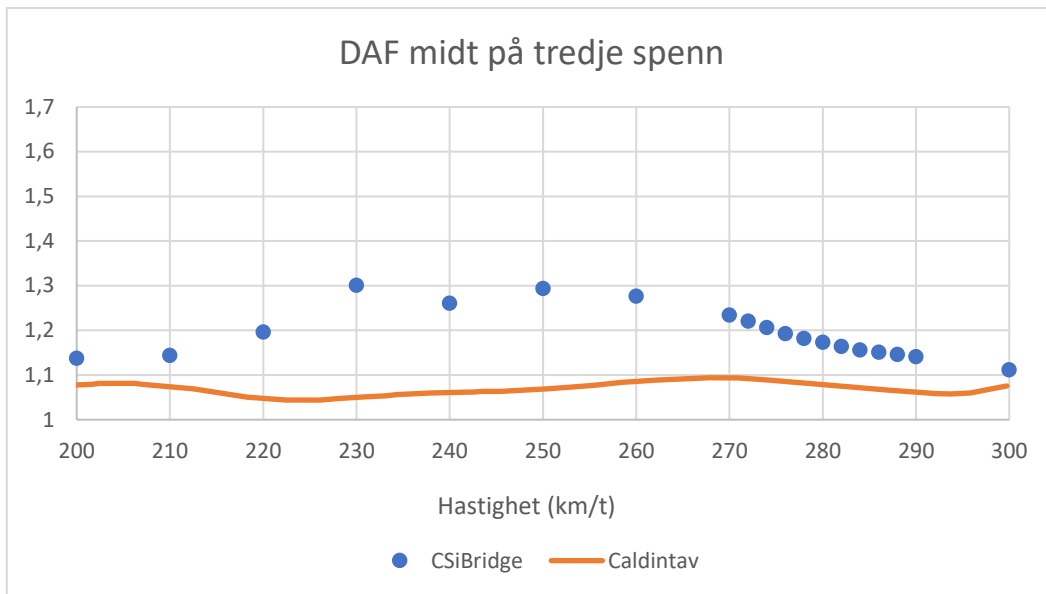
Oppsummering resultater med tog A7.



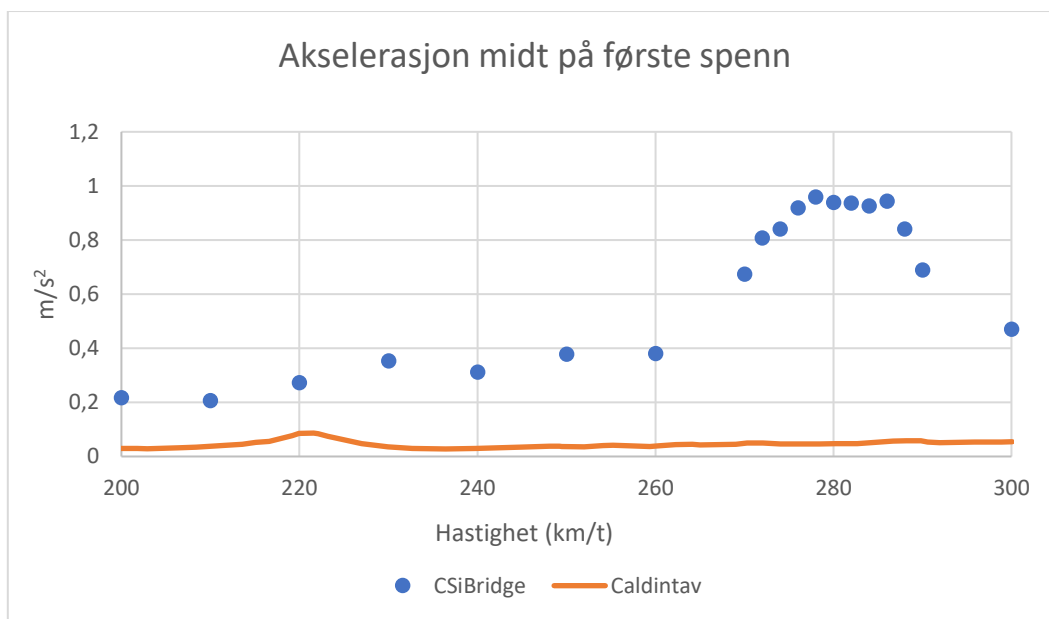
DAF midt på første spenn med tog A9.



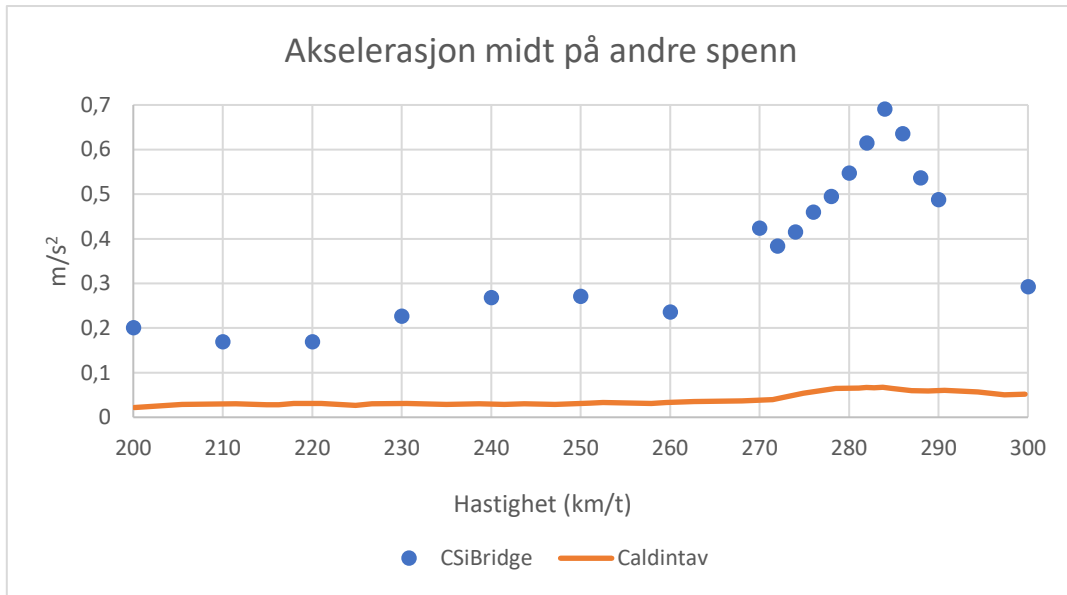
DAF midt på andre spenn med tog A9.



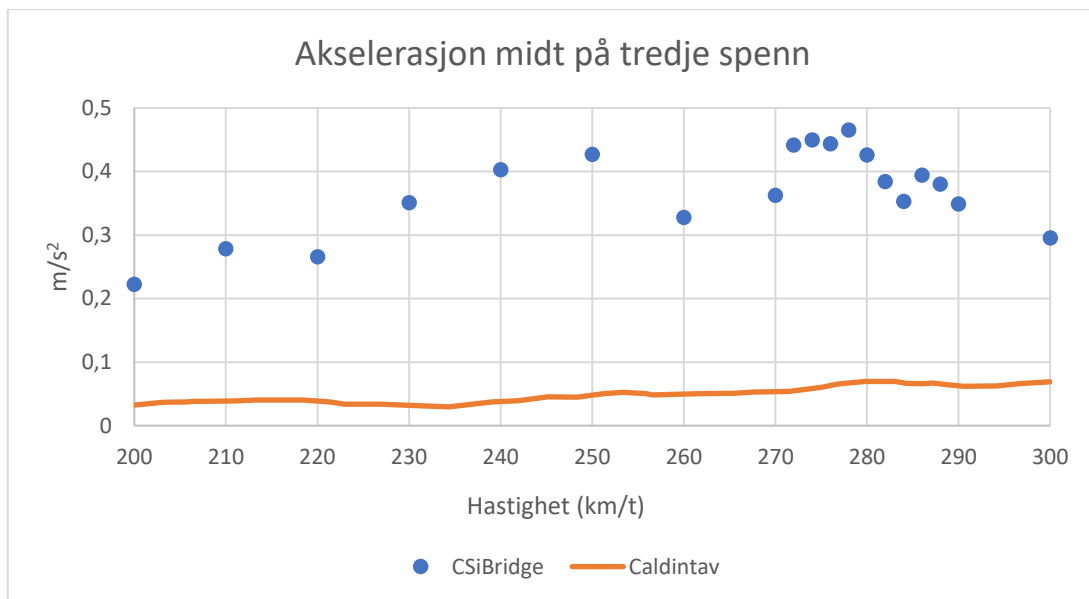
DAF midt på tredje spenn med tog A9.



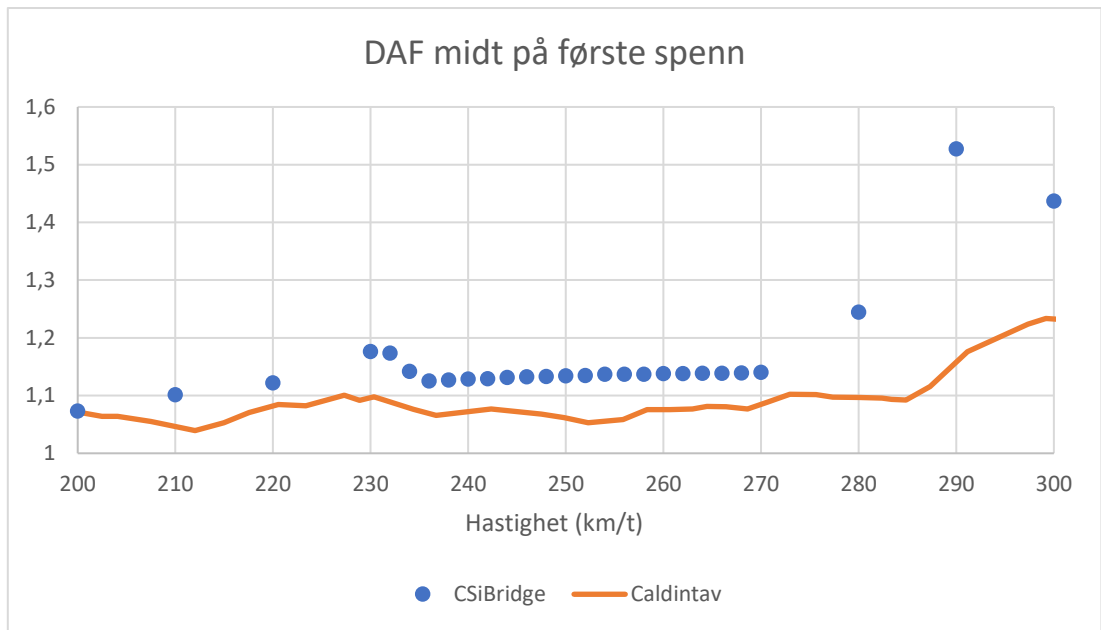
Akselerasjon midt på første spenn med tog A9.



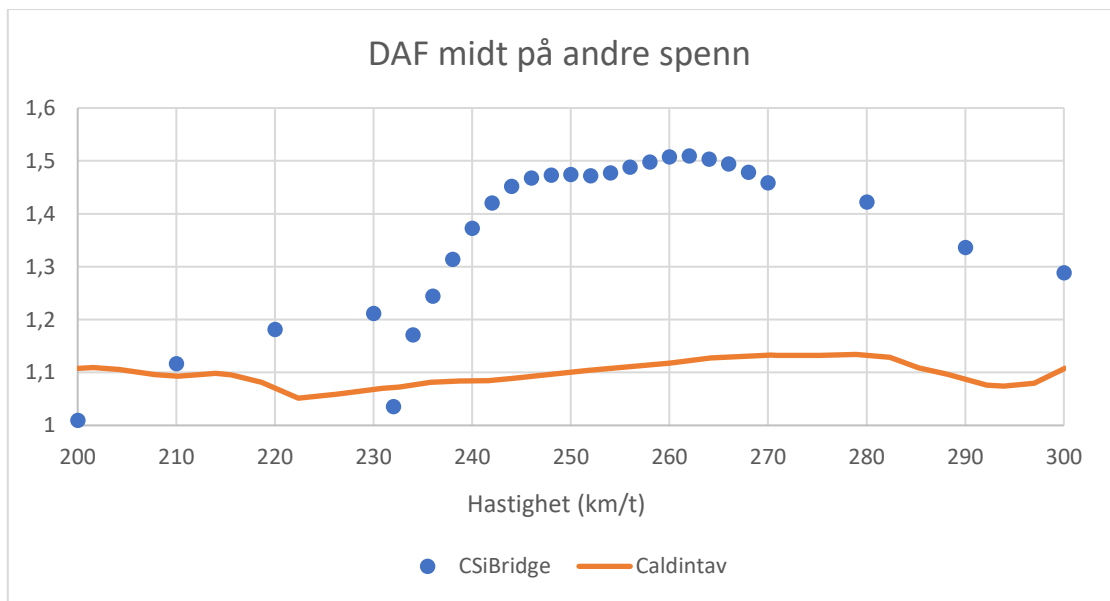
Akselerasjon midt på andre spenn med tog A9.



Akselerasjon midt på tredje spenn med tog A9.

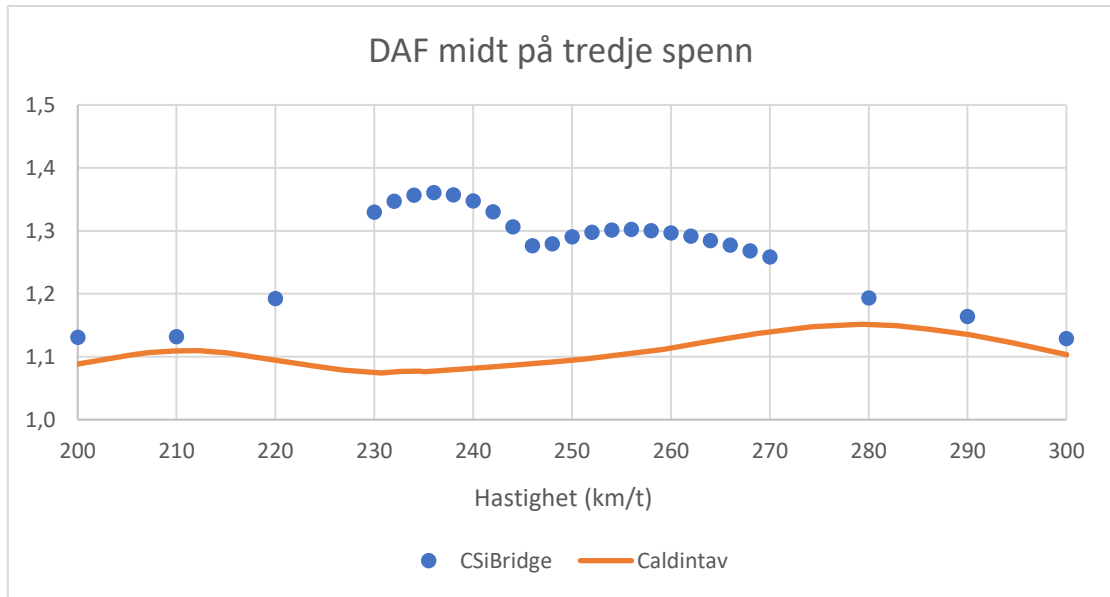


DAF midt på første spenn med tog A10.

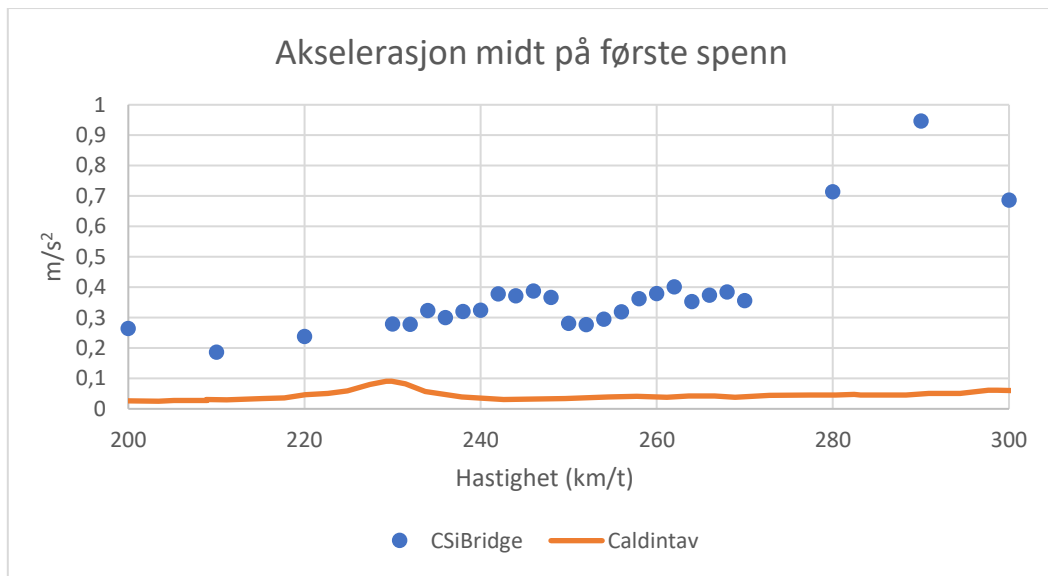


DAF midt på andre spenn med tog A10.

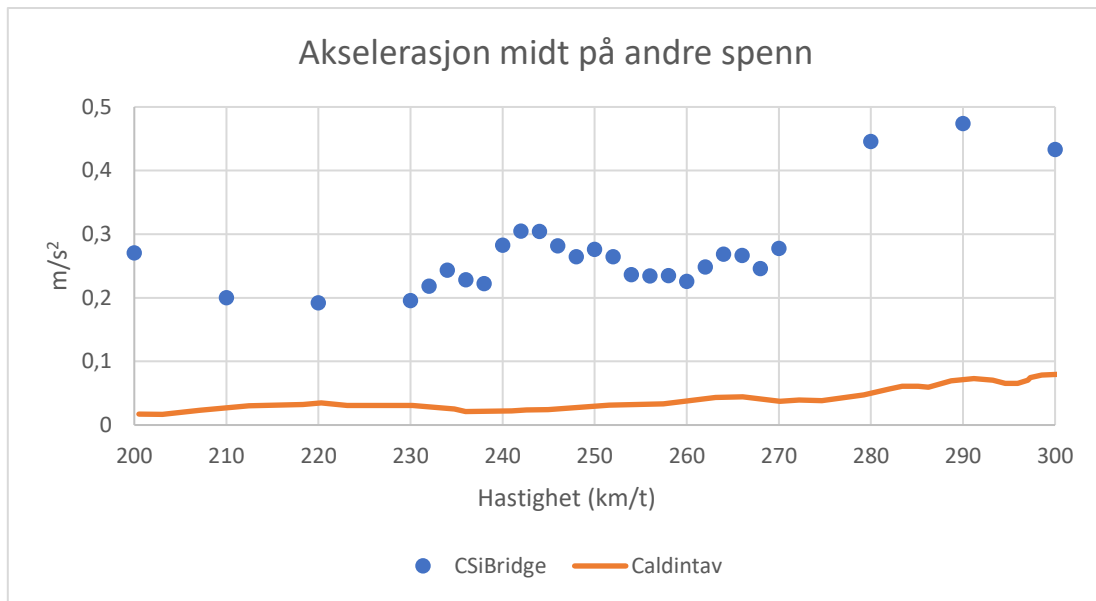




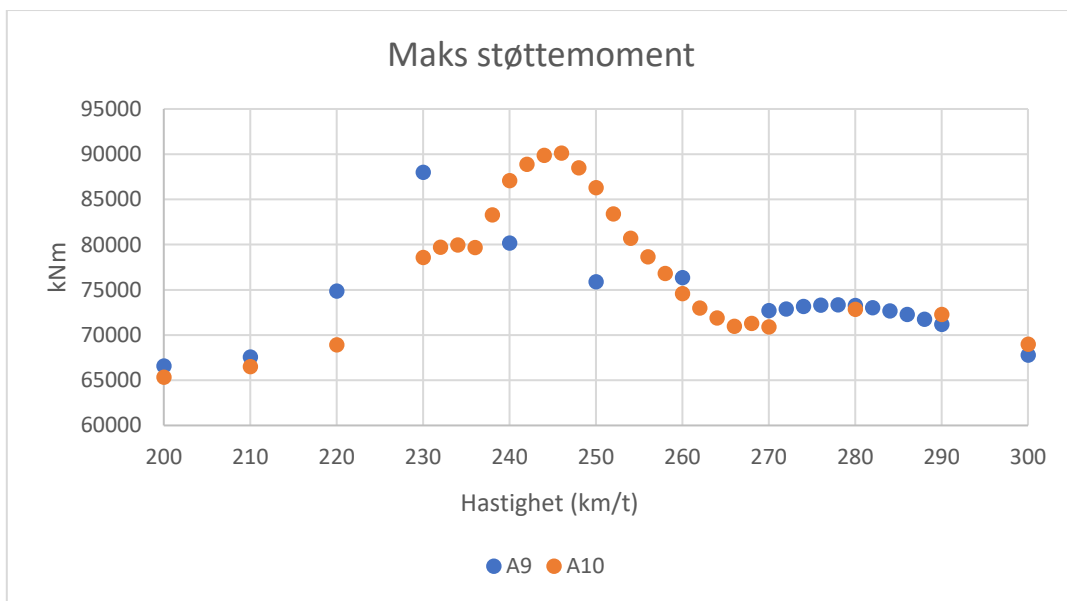
DAF midt på tredje spenn med tog A10.



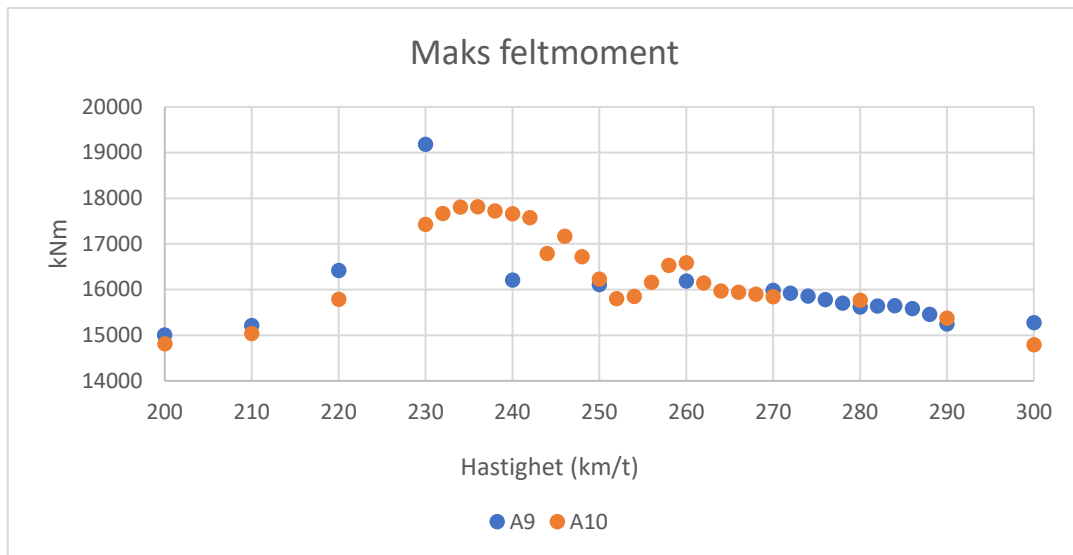
Akselerasjon midt på første spenn med tog A10.



Akselerasjon midt på andre spenn med tog A10.



Maks støttemoment med tog A9 og A10.



Maks feltmoment med to A9 og A10.


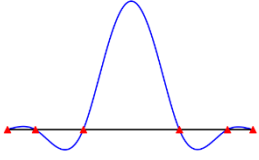

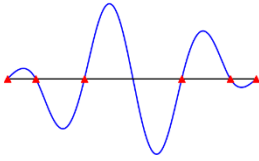

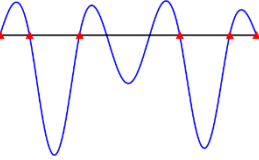
Målepunkt	Lastvirkning	Programvare	Største verdi	Avvik
<b>Første spenn</b>	Akselerasjon	CSiBridge	0,96	91 %
		Caldintav	0,09	
	DAF	CSiBridge	1,61	28 %
		Caldintav	1,16	
<b>Andre spenn</b>	Akselerasjon	CSiBridge	0,69	90 %
		Caldintav	0,07	
	DAF	CSiBridge	1,53	28 %
		Caldintav	1,10	
<b>Tredje spenn</b>	Akselerasjon	CSiBridge	0,47	85 %
		Caldintav	0,07	
	DAF	CSiBridge	1,30	16 %
		Caldintav	1,09	

Oppsummering resultater med tog A9.

Målepunkt	Lastvirkning	Programvare	Største verdi	Avvik
<b>Første spenn</b>	Akselerasjon	CSiBridge	0,95	90 %
		Caldintav	0,09	
	DAF	CSiBridge	1,53	19 %
		Caldintav	1,23	
<b>Andre spenn</b>	Akselerasjon	CSiBridge	0,47	83 %
		Caldintav	0,08	
	DAF	CSiBridge	1,51	25 %
		Caldintav	1,13	
<b>Tredje spenn</b>	Akselerasjon	CSiBridge	0,41	80 %
		Caldintav	0,08	
	DAF	CSiBridge	1,36	15 %
		Caldintav	1,15	


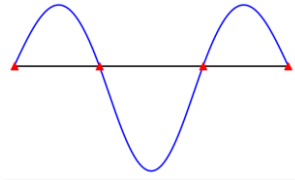

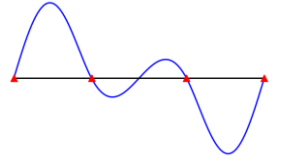
Oppsummering resultater med tog A10.

**Halle vannet bro**

Mode	Frekvens			Modeform	
	CSi-Bridge	EMPF UZ	Caldintav	CSiBridge	Caldintav
<b>1</b>	0.76	10.73 %	0.82		
<b>2</b>	2.04	12.39 %	2.22		
<b>3</b>	2.99	9.69 %	3.02		

(EMPF på 9.69 % antas tilstrekkelig, da grensen på 10 % er veldig omtrentlig)

Vestre Hobekk bro

Mode	Frekvens			Modeform	
	CSi-Bridge	EMPF UZ	Caldintav	CSiBridge	Caldintav
<b>1</b>	9.20	44.94 %	5.943		
<b>2</b>	11.62	16.15 %	8.865		
<b>3</b>	12.97	12.12 %	11.039	