

Instrumentering av Bergsøysundbrua og Gjemnesundbrua

Adrian Dahlen
Tor Martin Lystad

Bygg- og miljøteknikk (2 årig)
Innlevert: juni 2013
Hovedveileder: Ole Andre Øiseth, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk

Institutt for konstruksjonsteknikk

FAKULTET FOR INGENIØRVITENSKAP OG TEKNOLOGI
NTNU – Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet

MASTEROPPGAVE 2013

for

Tor Martin Lystad og Adrian Dahlen

Instrumentering av Bergsøysundbrua og Gjemnessundbrua

Structural monitoring of the Bergsøysund Bridge and the Gjemnessund Bridge

I forbindelse med prosjektet ferjefri E39 skal Bergsøysundbrua og Gjemnessundbrua instrumenteres for å kartlegge nøyaktigheten til de metodene som benyttes til å beregne dynamisk respons av konstruksjoner utsatt for naturlaster.

Denne oppgaven dreier seg om planlegging og gjennomføring av instrumenteringen.

Oppgaven bør inneholde følgende temaer:

- Beregning og måling av de dynamiske egenskapene til brakettene som skal benyttes til å montere anemometrene.
- Testing av dempningstiltak for disse brakettene.
- Beregning av de lokale svingeformene og frekvensene til tverrskottene og tilstøtende platefelt for Gjemnessundbrua.
- Planlegging og dokumentasjon av montert målesystem.
- Prosessering av måledata og kartlegging av konstruksjonsegenskaper ved hjelp av modalteknikk.

Besvarelsen organiseres i henhold til gjeldende retningslinjer.

Veileder(e): Ole Andre Øiseth

Besvarelsen skal leveres til Institutt for konstruksjonsteknikk innen 10. juni 2013

NTNU, 14. januar, 2013

Ole Andre Øiseth
faglærer

Forord

Denne rapporten er utarbeidet ved Institutt for konstruksjonsteknikk ved NTNU våren 2013. Forfatterne har bakgrunn fra byggingeniørstudiet ved Høgskolen i Oslo, og denne rapporten er en avsluttende masteroppgave for det 2-årige sivilingeniørstudiet Bygg og miljøteknikk, med studieretning konstruksjonsteknikk, ved NTNU.

Mye av arbeidet gjort i denne oppgaven har blitt formet og utvidet, etterhvert som forfatterne har kommet over relevante problemer. Dette har medført flere utstikkere fra den opprinnelige oppgaveformuleringen.

Oppgaven har omfattet et vidt spekter av arbeid innen praktisk og teoretisk dynamikk, fra fysiske arbeidsoppgaver til FEM-analyser og signalprosessering. Dette har gjort det til en meget spennende og lærerik periode, med mange ulike inntrykk og læringsprosesser.

Et svært variert arbeid bakt inn i én rapport har resultert i at oppsettet er noe ulikt et standard rapportoppsett. Det har også resultert i en stor mengde resultater, og dermed en omfattende rapport.

Forfatterne vil gjerne rette en stor takk til veileder Ole Andre Øiseth for god veiledning og oppfølging gjennom arbeidet. I tillegg vil vi takke Gøran Loraas og førsteamanuensis Anders Rønnquist for all hjelp til utførelse av monteringsarbeidet ved bruene.

Vi ønsker også å takke Paal Brokka Rike ved Institutt for konstruksjonsteknikk, og Arnt Egil Kolstad og Professor Lars Sætran ved Institutt for energi- og prosessteknikk, for assistanse og opplæring til bruk av laboratorieutstyr. Til slutt vil vi takke Vegard Tangen som var behjelpelig dersom vi trengte assistanse i Kristiansund, og Caroline Gjestad for korrekturlesning av rapporten.

Adrian Wike Dahlen

Tor Martin Lystad

NTNU, 10. Juni, 2013

Sammendrag

Gjemnessundbrua og Bergsøysundbrua på Europavei E39 i Møre og Romsdal, skal instrumenteres for identifikasjon av strukturelle og dynamiske egenskaper. Denne rapporten omhandler dokumentasjon og beskrivelse av det utførte arbeidet ved monteringen av måleutstyret. Det er også gjort analyser av de ulike konstruksjonsdelene akselerometersensorer og anemometre er montert på. Til slutt er de initielle responssignalene fra systemet behandlet, der egenfrekvenser og dempningsegenskaper til bruene blir estimert.

Systemet som er montert på de to bruene består av både akselerometre og anemometre. Gjemnessundbrua instrumenteres med syv målenoder av to akselerometre per node, og Bergsøysundbrua instrumenteres med fire noder av to akselerometre. I tillegg monteres det opp ett anemometer per bru nær midten av bruspenet.

Mulige forstyrrelser i vindmålinger og måling av uinteressante akselerasjoner er kartlagt for å ha en bred informasjonsbase å basere måleresultatene på. Dette innebærer mulige måleforstyrrelser av vindhastigheter blant annet grunnet lokale vibrasjoner fra konstruksjonsdelene anemometeret er montert i, og kartlegging av de lokale egenfrekvensene til konstruksjonsdelene akselerometrene er montert på.

For å kunne kartlegge disse forstyrrelsene er det gjennomført ulike analyser og forsøk. Anemometrene monteres med en utkragende brakett fra hengestengene på Gjemnessundbrua, og fra lysmaster på Bergsøysundbrua. Disse brakettene er analysert for å identifisere egenfrekvenser, dempningsegenskaper og respons fra vindlaster. Brakettene hadde i utgangspunktet en svært lav dempningsgrad, og dette har blitt adressert i denne oppgaven. Det er innført dempningstiltak ved å benytte gummimaterialer ved taktiske steder i konstruksjonen slik at dempningen økes. Det er gjort vibrasjonsforsøk for ulike gummimengder for å se hvilken effekt en øket mengde av det viskoelastiske materialet vil ha på konstruksjonens dempningsegenskaper.

Akselerometrene på Gjemnessundbrua er montert på tverrskott inne i brukassen i hovedspennet. For å kunne gjenkjenne responsen som skyldes lokale vibrasjoner er det gjort FEM-analyser av disse skottene. Det er også gjennomført vibrasjonstester av tverrskottene for å verifisere disse analysene. Akselerometrene på Bergsøysundbrua er montert på undergurtene

av fagverket. Det er også gjort analyser av disse fagverksstavene for å estimere egenfrekvensene som skyldes lokal vibrasjon av disse konstruksjonsdelene.

Vindmålingsforstyrrelsene som kan forventes grunnet lokal strukturell vibrasjon ligger noe høyere enn presisjonen til anemometeret, og ved ekstreme vindforhold vil det kunne forventes vesentlige forstyrrelser. Dette er et større problem der anemometrene monteres i lysmaster på Bergsøysundbrua enn for hengestengene på Gjemnessundbrua. Når det gjelder egenfrekvensene til lokal vibrasjon av konstruksjonsdelene akselerometrene monteres på, ligger disse betraktelig høyere enn de interessante egenfrekvensene for global vibrasjon av bruene. Frekvensdelen av responssignalene der disse frekvensene vil blande seg inn i de globale egenfrekvensene til bruene kan dermed lett filtreres ut ved signalbehandlinger.

De første responssignalene fra systemet er analysert. Her benyttes *peak picking*-metoden for å trekke ut mulige egenfrekvenstopper av auto-spektraltettheter fra responssignalene. Disse spektraltetthetene estimeres ved bruk av både Welch metode og Burgs metode. Videre knyttes de målte egenfrekvensene opp imot frekvensene beregnet i tidligere FEM-analyser av bruene, og verifiseres ved å kreve en høy koherens og fasevinkler nær 0 eller 180 grader mellom to ulike signaler. Basert på disse analysene viser det seg at de målte egenfrekvensene stemmer relativt godt med de tidligere beregnede frekvensene. Dette er spesielt tilfellet for Gjemnessundbrua, men også egenfrekvensene til Bergsøysundbrua ligger relativt nærme de modellerte frekvensene.

Abstract

The Gjemnessund Bridge and the Bergsøysund Bridge, located along the European route E39 in Møre og Romsdal in Norway, are to be instrumented for structural monitoring of the dynamic properties. This report is written as a documentation of the practical work regarding the mounting of the monitoring system on these two bridges. In addition to the practical work, the dynamic properties of the structural parts that the accelerometer sensors and the anemometers are mounted on are analyzed. Finally the first response signals are processed, and some of the natural frequencies and damping properties of the bridges are estimated.

The monitoring system includes both accelerometers and anemometers. At the Gjemnessund Bridge the monitoring system consists of seven recording units, and the system on the Bergsøysund Bridge consists of four such recording units. Each of these units is attached to two accelerometers, and one of the units close to the middle of the bridge is also attached to an anemometer.

Possible disturbances to the measurements, from both the anemometers and the accelerometers, have been addressed. The wind measurements can for instance be disturbed by local vibration of the structural components the anemometers are mounted to, and the acceleration measurements of the bridges can be disturbed by local vibration of the structural components the accelerometers are mounted to.

These possible disturbances have been identified through various tests and analyses. The anemometers are mounted on a bracket made of aluminum, and the natural frequencies and damping properties of this bracket have been determined through dynamic testing and finite element analyses. The damping properties of the bracket were initially very low. Therefore, different ways to increase the damping ratio of this component have been addressed. Various amounts of viscoelastic rubber used in tactical locations are investigated to study how this will affect the damping properties of the bracket with the mounted anemometer.

The accelerometers on the Gjemnessund Bridge are mounted on the transverse bulkheads inside the bridge deck. To be able to distinguish the local vibrations of the bulkheads from the global vibrations of the bridge, the natural frequencies of these bulkheads and the adjacent plates are estimated in a finite element analysis. To verify these calculations the dynamic behavior of the bulkheads is tested as well. On the Bergsøysund Bridge the accelerometers are

mounted on the bottom chords of the bridge truss. These structural components are also addressed, by simple calculations, to estimate the local natural frequencies.

The possible disturbances occurring in the wind measurements due to local vibrations of the adjacent structural components are expected to be a bit higher than the precision of the anemometers under normal weather conditions. However, during extreme wind speeds the disturbances can be expected to be significant, and these effects should be taken into account. Also, the disturbances are estimated to be larger for the anemometer mounted to the lightning column, as will be done at the Bergsøysundet Bridge, compared to the anemometer mounted to the hangers at the Gjemnessund Bridge.

The local frequencies of the truss chord on Bergsøysund Bridge, and the transverse bulkheads of the Gjemnessund Bridge, are significantly higher than the interesting global natural frequencies of the two bridges. This makes it easy to filter out the parts of the signal where the local vibrations mix in with the higher global natural frequencies of the bridges.

The first response signals have been processed to verify that the system works satisfyingly, and to make the first estimates for the natural frequencies and the damping properties of the two bridges. In these analyses the peak picking-method is used to estimate the eigenfrequencies from power spectral densities of the response signals. The power spectral densities are estimated by using the Welch method as well as the Burgs method. The frequencies estimated by the peak picking-method is further investigated, and to verify an eigenfrequency there has to be a high coherence and a phase angle close to 0 or 180 degrees between two different sensor signals. By comparing the results with the natural frequencies that earlier have been computed by finite element analysis, it is noted that the measurements correlate quite well with the calculations. This is especially the case for the Gjemnessund Bridge, but also the measured natural frequencies of the Bergsøysund Bridge is fairly close to the calculated frequencies.

Innhold

| | | |
|---|---|----|
| 1 | Introduksjon | 1 |
| | 1.1 Bakgrunn..... | 1 |
| | 1.2 Tidligere arbeid..... | 1 |
| | 1.3 Oppgavens omfang | 1 |
| 2 | Beskrivelse av brukonstruksjonene | 3 |
| | 2.1 Gjemnessundbrua | 3 |
| | 2.2 Bergsøysundbrua | 4 |
| 3 | Måleutstyr | 5 |
| | 3.1 Beskrivelse av systemet | 5 |
| | 3.1.1 Systemets delkomponenter..... | 5 |
| | 3.1.2 Brukergrensesnitt | 7 |
| | 3.2 Montering av utstyr..... | 7 |
| | 3.2.1 Kobling av sensorutstyr..... | 7 |
| | 3.2.2 Forberedelser | 12 |
| | 3.2.3 Monteringsplan og utførelse..... | 16 |
| | 3.2.4 Erfaringer | 27 |
| | 3.3 Dokumentasjon av montert system..... | 28 |
| | 3.3.1 Gjemnessundbrua | 28 |
| | 3.3.2 Bergsøysundbrua | 32 |
| | 3.3.3 Systemkonfigurasjon | 34 |
| 4 | Teoretisk bakgrunn | 37 |
| | 4.1 Modal testing | 37 |
| | 4.1.1 Egenfrekvenser | 37 |
| | 4.1.2 Verifisering av vibrasjonsmoder | 39 |

| | | |
|-------|---|-----|
| 4.1.3 | Estimering av dempning..... | 39 |
| 4.1.4 | Signalprosessering..... | 43 |
| 4.2 | Materialdempning..... | 50 |
| 4.2.1 | Viskøs og hysteresedempning..... | 50 |
| 4.2.2 | Dempningsegenskaper for gummi | 51 |
| 4.2.3 | Elastiske egenskaper for gummi | 52 |
| 5 | Analyse av anemometerkonstruksjon | 55 |
| 5.1 | Beskrivelse av konstruksjonen | 55 |
| 5.2 | Dempningstiltak..... | 57 |
| 5.3 | FEM-analyse..... | 57 |
| 5.4 | Testing av dynamiske egenskaper | 64 |
| 5.5 | Temperaturinnvirkninger på de dynamiske egenskapene..... | 72 |
| 5.6 | Egenskaper montert på bruene..... | 79 |
| 5.6.1 | Montert i lysmast..... | 79 |
| 5.6.2 | Montert i hengestenger..... | 84 |
| 6 | Påvirkninger på anemometerkonstruksjon..... | 87 |
| 6.1 | Last fra turbulent vind | 88 |
| 6.2 | Virvelavløsning..... | 90 |
| 6.3 | Metode for estimering av hastighetsforstyrrelser | 91 |
| 6.4 | Vindmålingsforstyrrelser fra respons induisert av turbulent vind | 92 |
| 6.4.1 | Lokale vibrasjoner av anemometerkonstruksjon..... | 92 |
| 6.4.2 | Lokale vibrasjoner av lysmast på Bergsøysundbrua | 94 |
| 6.4.3 | Diskusjon..... | 95 |
| 6.5 | Vindmålingsforstyrrelser fra respons induisert av virvelavløsning | 95 |
| 6.5.1 | Vindtunneltesting av anemometerkonstruksjon..... | 95 |
| 6.5.2 | Lokal vibrasjon av tilstøtende konstruksjonsdeler | 104 |
| 6.6 | Andre potensielle kilder til vindmålingsforstyrrelser | 107 |
| 6.7 | Utmatting | 109 |
| 6.7.1 | Metode for beregning av utmattingsskade | 109 |
| 6.7.2 | Kritisk detalj for anemometerkonstruksjonen | 110 |
| 6.7.3 | Detaljklassifisering av kritisk detalj..... | 111 |
| 6.7.4 | Nominelle spenninger | 114 |
| 6.7.5 | Utmatningsanalyse for bredbåndet lastprosess fra turbulent vind .. | 115 |

| | | | |
|----|-------|--|-----|
| | 6.7.6 | Utmattingsanalyse for smalbåndet lastprosess fra virvelavløsning | 119 |
| | 6.7.7 | Diskusjon | 121 |
| 7 | | Påvirkninger på akselerometre | 123 |
| | 7.1 | Gjemnessundbrua | 123 |
| | 7.1.1 | FEM-analyse | 124 |
| | 7.1.2 | Testing av dynamiske egenskaper til tverrskott | 131 |
| | 7.2 | Bergsøysundbrua | 139 |
| 8 | | Signalprosessering | 141 |
| | 8.1 | Metode | 141 |
| | 8.1.1 | Statistiske signalegenskaper | 141 |
| | 8.1.2 | Verifikasjon av vibrasjonsmoder | 144 |
| | 8.1.3 | Estimering av dempning | 145 |
| | 8.1.4 | Signalbeskrivelse | 146 |
| | 8.2 | Resultater - Gjemnessundbrua | 147 |
| | 8.2.1 | FEM-analyse | 147 |
| | 8.2.2 | Målte egenfrekvenser og verifikasjon av svingeformer | 148 |
| | 8.2.3 | Dempning | 157 |
| | 8.3 | Resultater - Bergsøysundbrua | 159 |
| | 8.3.1 | FEM-analyse | 159 |
| | 8.3.2 | Målte egenfrekvenser og verifikasjon av svingeformer | 160 |
| | 8.3.3 | Dempning | 167 |
| 9 | | Diskusjon og konklusjon | 169 |
| | 9.1 | Målesystem | 169 |
| | 9.1.1 | Instrumenteringsperiode | 169 |
| | 9.1.2 | Forstyrrelser | 169 |
| | 9.1.3 | Systemkonfigurasjon | 170 |
| | 9.2 | Signalprosessering | 171 |
| | 9.2.1 | Egenfrekvenser og svingeformer | 171 |
| | 9.2.2 | Dempning | 172 |
| 10 | | Videre arbeid | 175 |

1 Introduksjon

1.1 Bakgrunn

Gjemnessundbrua og Bergsøysundbrua på E39 i Møre og Romsdal skal instrumenteres for identifikasjon av strukturelle og dynamiske egenskaper. Bergsøysundbrua instrumenteres for målinger over en periode på ca. 5 år, mens Gjemnessundbrua er å anse som et prøveprosjekt før dette utstyret skal flyttes til Hardangerbrua. Mye av arbeidet som omhandler Gjemnessundbrua i denne oppgaven vil dermed også rette seg indirekte til instrumenteringen av Hardangerbrua.

1.2 Tidligere arbeid

Instrumenteringen av Gjemnessundbrua og Bergsøysundbrua har vært planlagt i en lengre periode. Det er utarbeidet FEM-modeller av begge bruene i programmet Abaqus, der responsberegninger fra vind- og bølgelaster og modale analyser for bestemmelse av egenfrekvenser og svingeformer er utført [2, 3]. De beregnede svingeformene er benyttet til å planlegge plasseringen av registreringsnodene for de to brukonstruksjonene.

Videre er det laget braketter for montering av anemometre, samt klemmer som benyttes til å montere akselerometre på Bergsøysundbrua. Disse konstruksjonene er vist i henholdsvis figur 5.1 og 3.27.

1.3 Oppgavens omfang

Arbeidet beskrevet i denne rapporten er tredelt. Den første delen omhandler dokumentasjon av hvordan måleutstyret er montert, og hvordan det praktiske arbeidet er utført. Det er viktig å ha mest mulig informasjon om hva som ligger bak måledataene, slik at vurderinger kan gjøres på et bredest mulig informasjonsgrunnlag. Dette skal sikres ved en detaljert beskrivelse av det monterte systemet. Det er dessuten ønskelig å kunne benytte erfaringene gjøres i dette arbeidet til å optimalisere arbeidet når Hardangerbrua skal instrumenteres. Derfor er også det praktiske arbeidet beskrevet i rapporten.

Den andre delen av rapporten omhandler mulige forstyrrelser i måledataene som kan oppstå som følge av måten anemometrene og akselerometrene er montert. Her er det viet mye plass til vindmålingsforstyrrelser, og det er i tillegg kontrollert for utmatting av brakettkonstruksjonen anemometeret monteres på.

Den tredje, og siste, delen av arbeidet er knyttet til prosessering av måledata fra det monterte utstyret for å kunne gjøre estimater av egenfrekvenser og dempningsegenskaper for de to bruene. Dette er ment som initielle analyser som kan danne bakgrunn for mer grundige og komplekse analyser av måledataene.

Rapporten er strukturert slik at detaljerte metodebeskrivelser og diskusjon av resultater er presentert underveis. I tillegg til dette er det foretatt en helhetlig diskusjon og konklusjon av de ulike delene som berøres i dette arbeidet i slutten av rapporten. Bakgrunnen for dette er å beholde en oversiktlig struktur på det svært varierte arbeidet som er gjennomført.

2 Beskrivelse av brukonstruksjonene

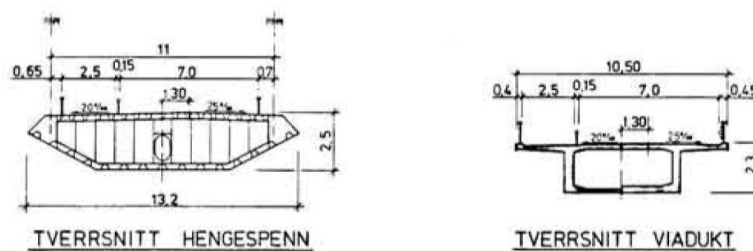
2.1 Gjemnessundbrua



Figur 2.1: Gjemnessundbrua

Gjemnessundbrua ble åpnet i 1992, og er ei hengebru langs E39 i Møre og Romsdal som strekker seg fra Bergsøya i nord og til fastlandet i sør. Brua er totalt 1257 m lang, har et hovedspenn på 623 m og en seilingshøyde på 43 m. Tårnene er 108 m høye [4].

Det er kun hovedspennet mellom tårnene, med totalt 100 hengestenger, som bæres av hengebruonstruksjonen. Brukassen i hovedspennet består av stålplatefelt med langsgående stivere og tverrskott. De tilstøtende sidespennene er spennarmerte kassetverrsnitt i betong med opplegg på betongsøyler. Det er kun brubanen i hovedspennet som skal instrumenteres, da det er ventet at det er her de interessante dynamiske bevegelsene vil oppstå.



Figur 2.2: Tverrsnitt av brukassen på Gjemnessundbrua. Hovedspenn i stål (t.v.), og sidespennene i betong (t.h.) [1]

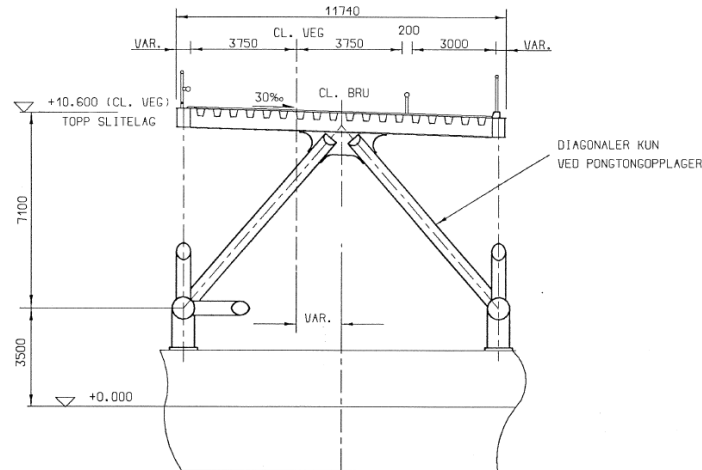
2.2 Bergsøysundbrua



Figur 2.3: Bergsøysundbrua

Bergsøysundbrua ble åpnet i 1992, og er ei flytebru langs E39 i Møre og Romsdal som strekker seg fra Aspøya i nord og til Bergsøya i sør. Brua er totalt 914 m lang, der flytebrudelen er 845 m med delspenn på 105 m. Seilingshøyden til brua er 6 m [4].

Brukonstruksjonen består av et stålfagverk opplagt på syv flytende pontonger med fire oppleggspunkter per pontong. Fagverket er opplagt på gummilagre ved hver bruende, og er forankret med et 18 m langt stålrørstag som overfører alle krefter utover oppleggskreftene til brukarene [4].



Figur 2.4: Tverrsnitt av fagverk for Bergsøysundbrua [5]

3 Måleutstyr

I dette kapitlet beskrives målesystemet i sin helhet. Det fremkommer også detaljerte beskrivelser av de ulike arbeidsprosessene ved monteringen av systemet. Videre presenteres dokumentasjon av systemets monterte konfigurasjon. Her fremkommer informasjonen om hvordan systemet er montert på de to bruene, som skal danne grunnlag for videre signalbehandling.

3.1 Beskrivelse av systemet

3.1.1 Systemets delkomponenter

Systemet som er benyttet til instrumenteringen av hver bru er levert av Canterbury Seismic Instruments. Dette består av sensornoder plassert langs brubanene, samt en hovedloggestasjon som sender måledataene over internett til Institutt for konstruksjonsteknikk ved NTNU.

Hver sensornode består i utgangspunktet av en registreringsboks (CUSP-3C2A), to akselerometre, en GPS mottaker, en WiFi antenne og et anemometer, men grunnet leveringsproblemer med anemometrene ble det montert kun ett av disse per bru. De ulike enhetene blir koblet til registreringskassene ved hjelp av kategori 5 Ethernet signalkabler (CAT5).



Figur 3.1: Registreringsnode (t.v.), akselerometerkasse (i midten) og hovedloggekasse (t.h.)

Anemometrene skal registrere vindhastigheter langs brubanen, og dette vil gjøre det mulig å studere sammenhengen mellom svingning og opptredende last. Den benyttede anemometertypen er ”Gill Windmaster Pro 3D Ultrasonic”. Disse registrerer turbulenskomponenter i tre ortogonale retninger med en oppløsning på 0,01 m/s. Maksimalt målbar vindhastighet er 65 m/s [6].

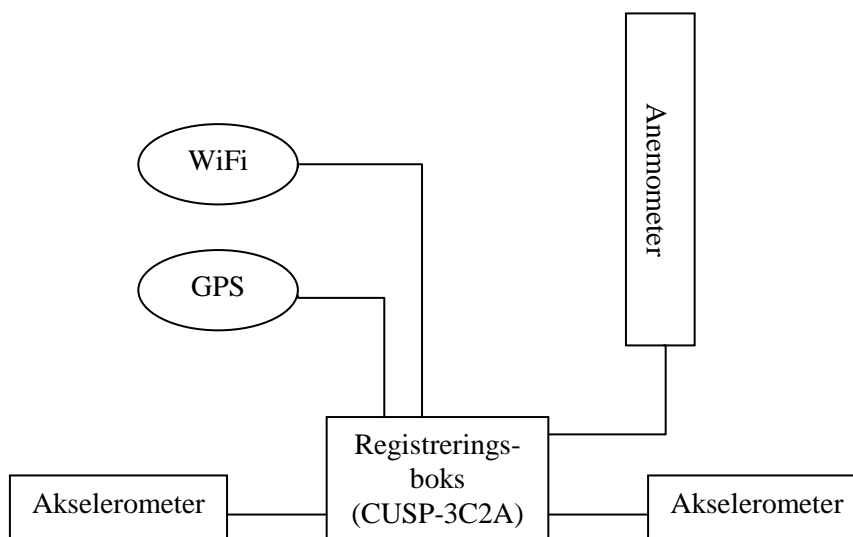


Figur 3.2: Gill Windmaster Pro 3D Ultrasonic anemometer [6]

Akselerometrene skal registrere brubanens bevegelser. For å kunne registrere torsjonsbevegelser er det nødvendig med to akselerometre ved hver node montert på hver side av brubanen. Akselerometrene registrerer akselerasjoner i tre ortogonale retninger, og digitaliseringsfrekvensen kan innstilles til 50 Hz, 100 Hz eller 200 Hz [7].

Registreringsboksene ved de ulike nodene mottar signaler fra akselerometrene og anemometrene. Disse dataene sendes via WiFi antennen ved noden, til en WiFi mottaker ved hovedloggestasjonen. Dataene fra alle sensornodene registreres dermed i hovedloggestasjonen, og sendes videre over internett til Institutt for konstruksjonsteknikk ved NTNU. For at måledataene fra de ulike sensornodene skal synkroniseres med hensyn på tid, er hver sensornode utstyrt med en GPS mottaker.

Registreringsboksene ved hver node, og ved hovedloggestasjonen, er koblet til en ekstern 230V strømkilde, men de er også utstyrt med et batteri med en integrert lader. Registreringsboksene vil dermed være operasjonelle selv ved strømbrudd eller andre strømforsyningsproblemer.



Figur 3.3: Skjematisk oversikt over målesystemet ved en node. NB! Anemometer monteres kun ved én node på hver av de to bruene

3.1.2 Brukergrensesnitt

Systemet er utstyrt med et modem som gjør det mulig å få kontakt med sensornodene via internett. Systemet kan administreres ved å logge inn på nettsider med plattform for systemene til de to bruene.

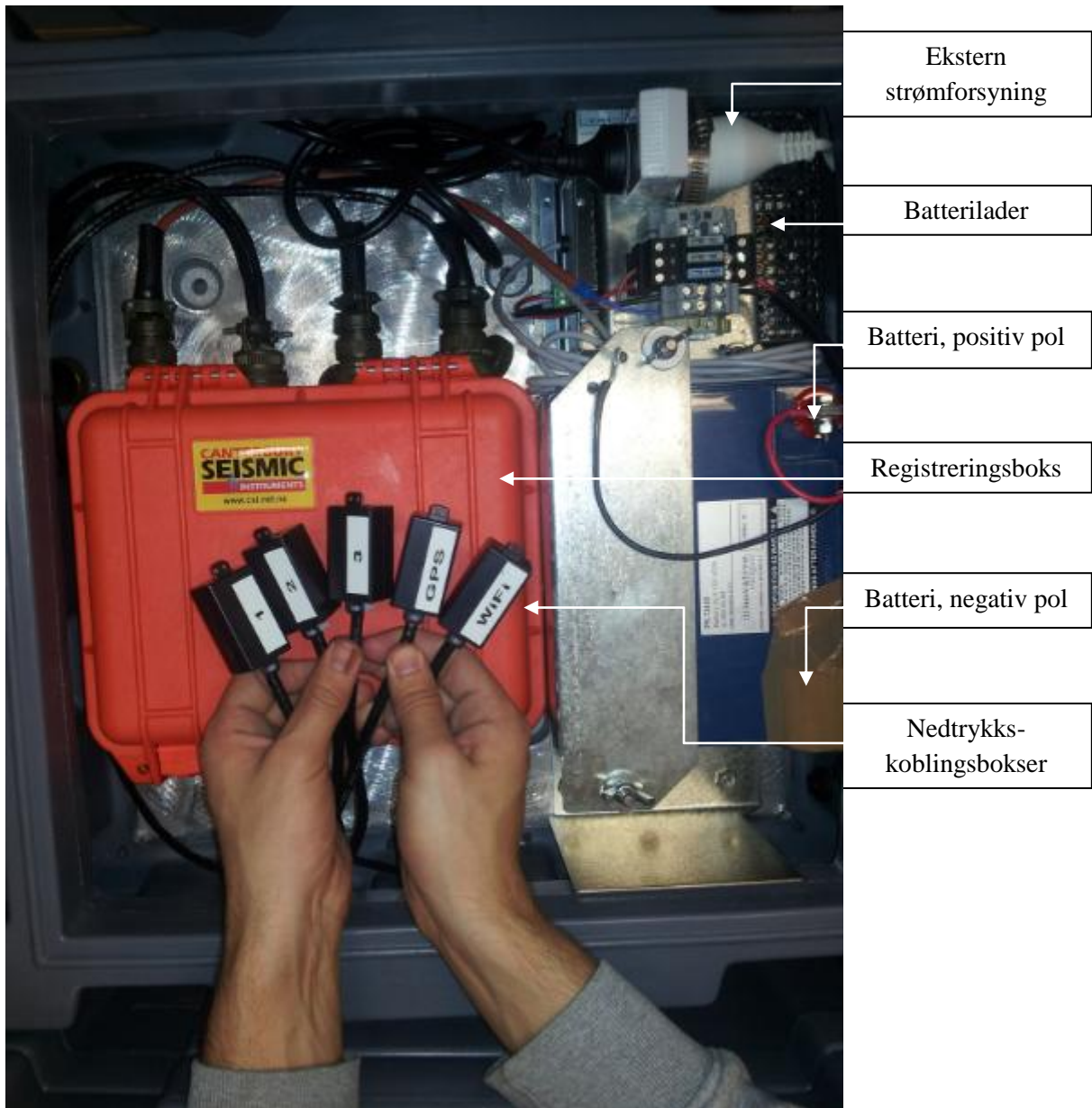
Fra disse plattformene er det blant annet mulig å endre konfigurasjonene, se systemets status og laste ned målinger fra systemet. Det er dessuten mulighet for å logge inn direkte på hver sensornode ved å endre de tre siste siffer i nettverksadressen med serienummeret for registreringskassen til hver node, se tabell 3.1 og 3.3.

3.2 Montering av utstyr

3.2.1 Kobling av sensorutstyr

Alle koblinger til registreringsboksene gjøres ved bruk av CAT5 kabel. Tilkoblingen til akselerometrene og WiFi antennen gjøres ved bruk av en RJ45 plugg, mens GPS mottakeren tilkobles direkte. I registreringsboksene er det ulike nedtrykkskoblingsbokser som benyttes. Koblingsboksene som WiFi og GPS mottakerne tilkobles er merket med henholdsvis "WiFi" og "GPS". De resterende tre nedtrykkskoblingsboksene i registreringsboksen er merket med nummer "1", "2" og "3". Disse skal benyttes til anemometrene og akselerometrene.

Koblingsmetoder for de ulike komponentene er beskrevet i det etterfølgende.



Figur 3.4: Oversikt over tilkoblinger til registreringsboks

Kobling av RJ45 plugg

Det nødvendige utstyret for kobling av RJ45 pluggene er følgende:

- RJ45 plugg
- Avisoleringsverktøy
- Krympetang

De ulike fargeparene, en helfarget og en hvit/farget, er kveilet sammen i CAT5 kabelen. Kabelen må avisoleres og kveilene må løses opp, men det bør påses at isolasjonen på de fargede kablene ikke skades. Det bør avisoleres så mye av kabelen at det er lett å løse opp

fargeparene og dandere de tett inntil hverandre i fargerekkefølgen vist på figur 3.5. Det bør spesielt legges merke til at oransje og brun farge kan se relativt like ut.



Figur 3.5: Fargekode for kobling i RJ45 plugg [7]

Når de fargede kablene er ordnet i riktig rekkefølge holdes de tett sammen og klippes i en lengde på ca. 15 mm fra enden av den sorte isolasjonen. Kablene føres så inn i RJ45 pluggen etter anvisningen på figur 3.5. Det bør påses at kablene glir inn i riktig spor i pluggen og at de rekker helt inn. Når kablene er ført inn i pluggen gjøres en siste kontroll av fargerekkefølgen, før pluggen klemmes med krympetangen.

Kobling av GPS mottaker

Det nødvendige utstyret for kobling av GPS mottakerne er følgende:

- Stjernetrekker (PH2)
- Avisoleringsverktøy
- Kroneverktøy
- Skiftenøkkel

GPS mottakeren åpnes med fire skruer på toppen av lokket. Dersom det står igjen en tilkoblet kabel i GPS boksen kan denne dras forsiktig ut av de ulike nedtrykkskoblingssporene, men det bør påses at det holdes tilstrekkelig imot slik at ikke koblingen blir ødelagt. CAT5 kabelen kan avisoleres ca. 50 til 70 mm fra enden. Det kan her være lurt å ha lange frie kabler for å gjøre det enklest mulig å montere dem. Deretter føres den avisolerte kabelen gjennom den ledige inngangen i boksen. Her løsnes den grå plastikkmutteren slik at kabelen lett kan føres inn i boksen. Kablene presses så ned i de ulike nedtrykkskoblingssporene for hånd i følgende rekkefølge (fra venstre): Brun, brun/hvit, grønn, grønn/hvit, blå/hvit, blå, oransje/hvit og oransje, se figur 3.6.



Figur 3.6: Kobling av GPS mottaker

Når kablene er plassert og presset ned i nedtrykkskoblingssporene for hånd, gjøres en kontroll av at fargene er ordnet i riktig rekkefølge. Det bør også kontrolleres at kablene ikke stikker for langt ut på den andre siden av koblingen, da de ikke bør komme i kontakt med selve boksen. Deretter kan kablene trykkes ned i koblingen ved hjelp av kroneverktøyet. Kroneverktøyet har mulighet for å klippe den overflødige lengden av kablene ved montering. Denne funksjonen skal ikke benyttes ved kobling i GPS mottakeren, da det ikke er ønskelig med avkuttete kabelrester inne i mottakeren. Kablene skal trykkes godt ned med nedtrykkverktøyet inntil det høres et ”klikk”.

Når kablene er montert justeres lengden slik at ingen av ledningene er i strekk. Den grå plastmutteren som fester CAT5 kablen bør strammes til med fingrene, og deretter maksimalt en kvart runde med skiftenøkkelen. Det presiseres at disse muttrene ikke må strammes for hardt med skiftenøkkelen ettersom de lett ødelegges.

Kobling i nedtrykkskoblingsboksene

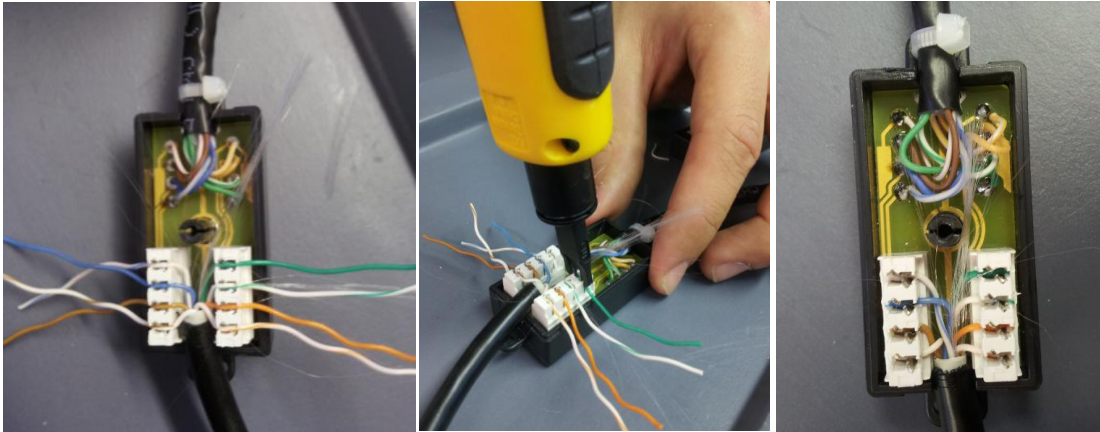
Det nødvendige utstyret for kobling av nedtrykkskoblingsboksene er følgende:

- Stjernetrekker (PH1)
- Avisoleringsverktøy
- Kroneverktøy
- Skiftenøkkel
- Strips

Koblingsboksen åpnes med en skrue i lokket. Lokket løftes av, men det skal ikke roteres i forhold til måten det er montert. Det er en fargekode på lokket som viser hvordan fargeparene skal kobles, og dette blir galt dersom lokket ikke ligger korrekt. Det bør kontrolleres hvordan de fastmonterte kablene ligger, og påse at dette stemmer med slik lokket er plassert.

CAT5 kablen kan så avisoleres med ca. 50 mm, og fargeparene kan så skilles fra hverandre. Deretter legges kablen slik at den isolerte delen ligger innenfor koblingsboksen, og de fargede ledningene presses ned i de ulike nedtrykkskoblingssporene for hånd etter fargekoden

på lokket. Kroneverktøyet benyttes så til å fastmontere koblingene. I dette tilfellet skal kuttfunksjonen benyttes slik at den resterende delen av kabelen blir kuttet, men det bør kontrolleres at avkappingskanten er på utsiden av koblingen før den trykkes ned. Deretter kan kabelen festes med strips til koblingsboksen på samme måte som den fastmonterte kabelen er festet, se figur 3.7.



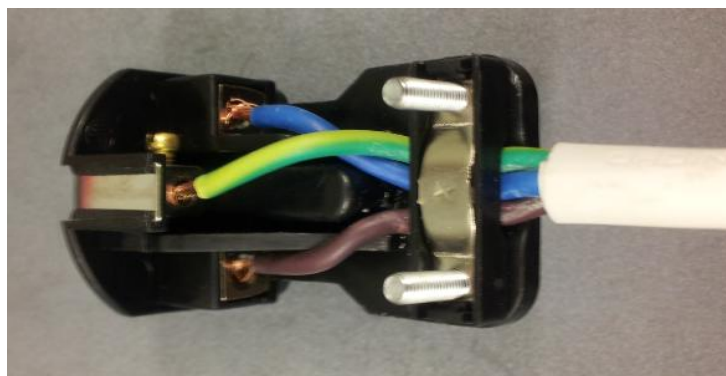
Figur 3.7: Kobling av nedtrykkskoblingsboks

Kobling av strømforsyning

Det nødvendige utstyret for kobling av strømtilførselen er følgende:

- Avisoleringsverktøy
- Avbiter, saks eller kniv
- Verktøy avhengig av kontakttype

Registreringsboksene er utstyrt med både en strømkabel til en ekstern strømkilde og et integrert batteri. Strømkabelen mangler stikkontaktstøpsel, og dette må derfor monteres først. Kabelen skal trekkes ut av registreringsboksen gjennom ledningshullet bak batteriladeren i registreringskassen og støpselet med jording monteres.

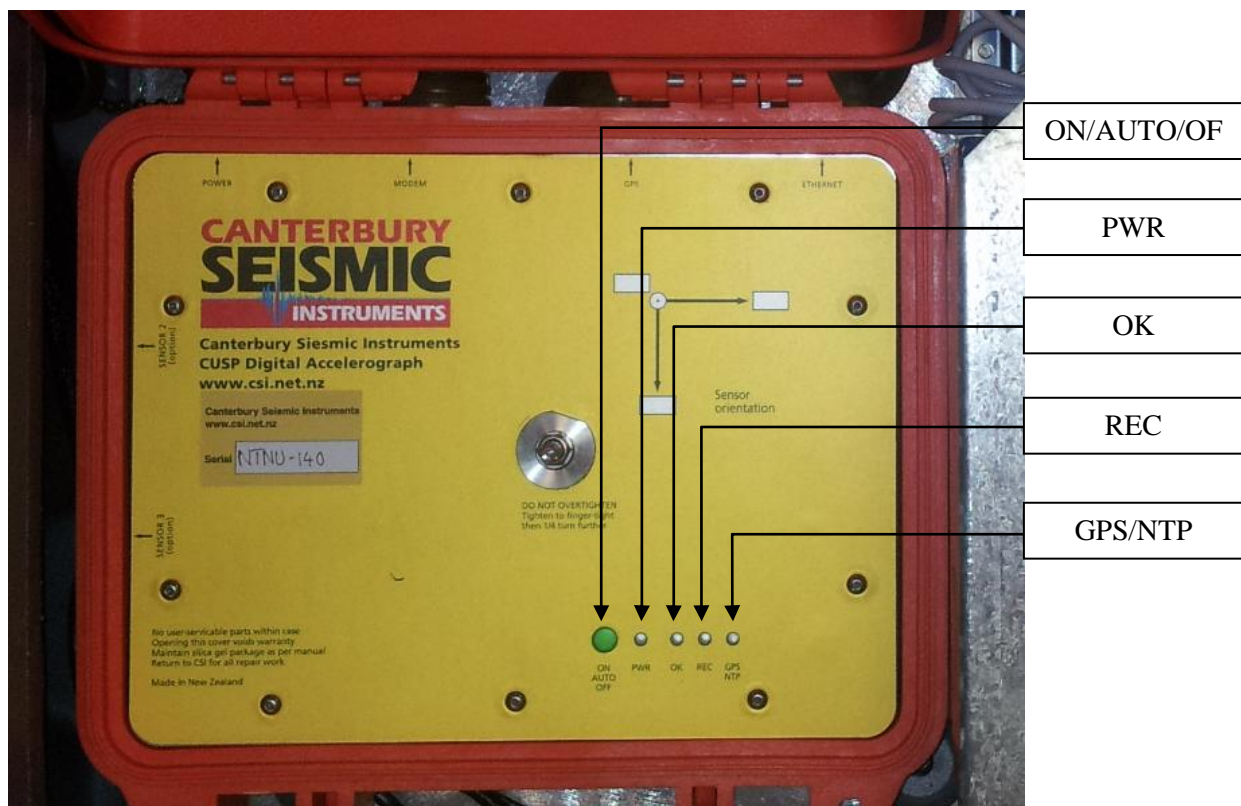


Figur 3.8: Kobling av strømforsyning

Kun den positive polen til batteriet er i utgangspunktet tilkoblet. Pappbeskyttelsen over den negative polen fjernes slik at koblingen til denne kan monteres. Når batteriet er koblet kan den eksterne strømkilden tilkobles.

Aktivering av registreringsnode

Når alt er koblet til registreringskassen kan noden aktiveres. Dette gjøres ved at den oransje boksen inne i den grå registreringskassen åpnes opp og ”ON/AUTO/OFF” knappen presses ned. Det er viktig at GPS mottakeren har god sikt idet registreringsnoden aktiveres, ellers vil den ha problemer med å gi signal til noden. Når noden er aktivert starter ”PWR”-lampen å blinke. Etter en stund skal da ”GPS”-lampen og ”OK”-lampen også starte og blinke med samme frekvens. Ved eksitasjon av akselerometrene vil også ”REC” lampen begynne å lyse.



Figur 3.9: Registreringsenhet

Dersom noden skal slås av holdes ”ON/AUTO/OFF” knappen inne til ”PWR”-lampen begynner å blinke med høyere frekvens. Noden vil da deaktiveres innen 10 til 60 sekunder.

3.2.2 Forberedelser

Montering

Hver sensornode i målesystemet består av en registreringsenhet og fem andre komponenter. To akselerometre, ett anemometer, en WiFi antenne og en GPS mottaker. Alle disse

komponentene må monteres på en måte som tilrettelegger for at de skal kunne yte sitt formål på best mulig måte.

Montering av GPS og WiFi antenner styres av god sikt. GPS mottakerne må ha god sikt over seg, mens WiFi antennene må ha klar bane til hovedloggstasjonen for å gi best mulig signal. På Gjemnessundbrua er dette løst ved at både WiFi antennen og GPS mottakeren er montert i hengestengene langs brubanen, mens på Bergsøysundbrua er de montert på frittstående stativer ute på pontongene. En av utfordringene var å ha en god og effektiv måte å feste disse komponentene på. Det ble bestilt egne eksosklemmer til montering av GPS mottakerne, men disse er tilpasset hengestengene på Hardangerbrua. Disse klemmene passet dermed ikke til monteringen av GPS mottakerne hverken på Gjemnessundbrua eller på Bergsøysundbrua. Dette ble løst ved å bruke monteringsbrakettene som tilhørte WiFi antennen på en metode som gjorde det mulig å montere både WiFi antenne og GPS mottaker med samme brakett, se figur 3.10.



Figur 3.10: Montering av WiFi antenne og GPS mottaker

Denne metoden ble benyttet både for stativene til Bergsøysundbrua og til hengestengene på Gjemnessundbrua.

For å ha en god oversikt over hvor alt av utstyr skulle plasseres på bruene ble alle registreringskassene markert med sine respektive serienummer, og det ble utarbeidet en plan for hvor de ulike nodene skulle plasseres.

Kobling av sensornoder

For å bruke minst mulig tid på selve monteringen av sensorutstyret var det ønskelig å prefabrikere så mye som mulig av det elektroniske systemet. De fleste kablene som skulle benyttes måtte tilpasses ved montering, og lot seg dermed ikke kappes i riktige lengder på forhånd. Når det gjelder GPS mottakerne og WiFi antennene på Gjemnessundbrua var det derimot mulig å anslå nødvendige kabellengder. For nodene til Gjemnessundbrua ble det derfor laget kabler, både for GPS mottakere og WiFi antenner, klare før montering. Kablene til GPS mottakerne ble koblet ferdig i GPS boksen, og det var dermed kun koblingen i registreringskassen som var nødvendig å utføre ved monteringen på brustedet. Tilkoblingen til

WiFi antennene ble gjort via en RJ45 plugg koblet til CAT5 kablen, se kapittel 3.2.1. Disse pluggene ble ferdigmontert på kablene til Gjemnessundbrua før avreise.

Kobling av signalkablene til de ulike registreringsenhetene er relativt lite tidkrevende. Det som derimot tar noe lenger tid er montering av støpsel på strømkablene til registreringskassene. Derfor ble støpslene montert på forhånd, og av hensyns til frakt ble strømkabelen teipet fast bak på kassene, se figur 3.11.



Figur 3.11: Forberedelser av strøpstøpsel til registreringsnoder

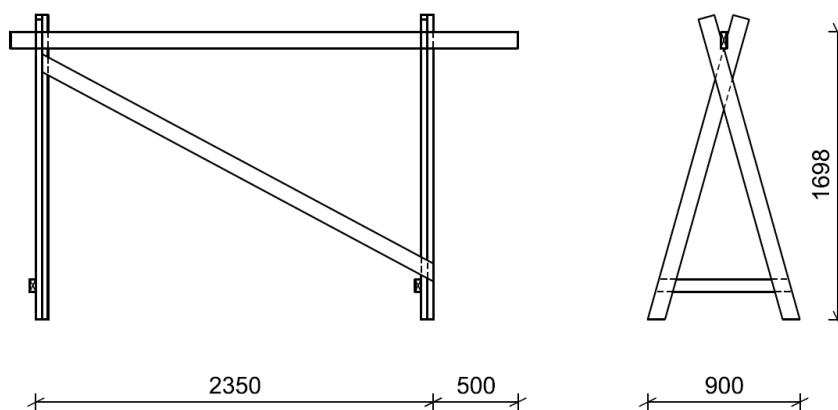
Testing av sensornode

For å bli kjent med systemet ble en av sensornodene koblet opp med alt av utstyr, utenom anemometeret, på laboratoriet til Institutt for konstruksjonsteknikk ved NTNU, se figur 3.1. I stedet for å koble til en WiFi antenne, ble denne utgangen til registreringsnoden koblet direkte i nettverksporten til en ekstern PC. På denne måten ble det erfart hvordan de ulike tilkoblingsmekanismene fungerte, og hva som var viktig å tenke på ved montering. Erfaringene som kunne trekkes fra dette var blant annet:

- Støpselet til strømtilførselen bør prefabrikeres før montering
- GPS mottakeren må ha god sikt idet registreringskassen startes
- Hvordan brukergrensesnittet fungerte

Løftebukk

Det var planlagt at registreringskassene til Bergsøysundbrua skulle heises over rekkverket på brubanen og ned på de ulike pontongene. For å få til dette ble det bygget en løftebukk som det skulle monteres en såkalt "Pulley-Man"-vinsj til for å kunne heise ned kassene. Løftebukken ble laget i konstruksjonstrevirke med dimensjoner 36x98 mm (bærebjelken) og 36x73 mm (beina og avstiveren). Som mothold for å hindre bukken i å vippe ble det hengt på vekter på motsatt side av løftesiden. Delene til løftebukken ble laget klart til sammenføring før avreise, slik at den lett kunne monteres opp på Bergsøysundbrua.



Figur 3.12: Løftebukk til nedheising av utstyr til pontonger på Bergsøysundbrua.
Tegnet i Microstation V8i (Bentley Systems, Inc)

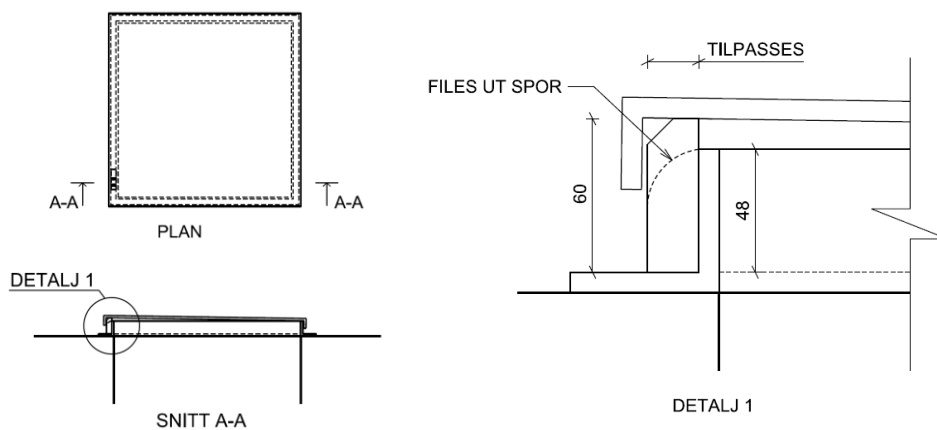
Andre forberedelser

Hovedloggestasjonen for Gjemnessundbrua ble plassert i toppen av det søndre tårnet, med eneste adkomstmulighet via en 60 m høy trapp. Det ble derfor vurdert ulike bæreinnetninger for å frakte registreringskassen opp på en enkel måte. Det ble til slutt benyttet en løftestropp for å kunne bære kassen, se figur 3.13. I tillegg ble batteriet fjernet fra kassen, noe som reduserte vekten betraktelig.



Figur 3.13: Registreringskassen til hovedloggestasjonen i tårnet på Gjemnessundbrua bæres på ryggen ved hjelp av en løftestropp

Hovedloggekassen ble plassert inne i tverrbjelken i toppen av tårnet, mens WiFi antennen og GPS mottakeren ble montert med fri sikt oppå denne bjelken. Dermed måtte det trekkes CAT5 kabler gjennom en luke i overkant av denne bjelken. For å hindre at disse kablene ble klemt i luken ble det laget en avstandskloss illustrert i figur 3.14.



Figur 3.14: Tegning av beskyttelsesmekanisme for kabler ved hovedloggekassen i tårnet på Gjemnessundbrua. Tegnet i Microstation V8i

3.2.3 Monteringsplan og utførelse

Montering av sensorutstyret ble delt i tre etapper. For hver etappe ble det laget en plan for hvordan arbeidet skulle utføres og hva det var som mål å få gjennomført. I første monteringsrunde ble det prioritert å plassere ut det meste av utstyret, i andre runde ble det meste av utstyret fastmontert og koblet og i siste runde bestod arbeidet av gjenstående montering, kobling og kontroll av systemet.

Etter hver monteringsrunde ble det skrevet en beskrivelse av hvilke oppgaver som var gjennomført, og hvilke oppgaver som gjenstod. Deretter ble det laget et statuskart som gav en enkel oversikt over dette. For å se hvordan fremdriften utartet seg henvises det til statuskart i vedlegg A.5 og A.6.

Gjemnessundbrua

Merking av plassering

Hver registreringsenhet hadde sitt eget serienummer. Det var ønskelig å ha kontroll på hvor de ulike registreringsenhetene var plassert, slik at det kunne gjøres konfigurasjonsjusteringer i forhold til dette. Registreringskassene ble derfor merket med sine respektive serienummer, og kassene ble båret på plass fra endene av hovedspennet etter planen vist i tabell 3.1.

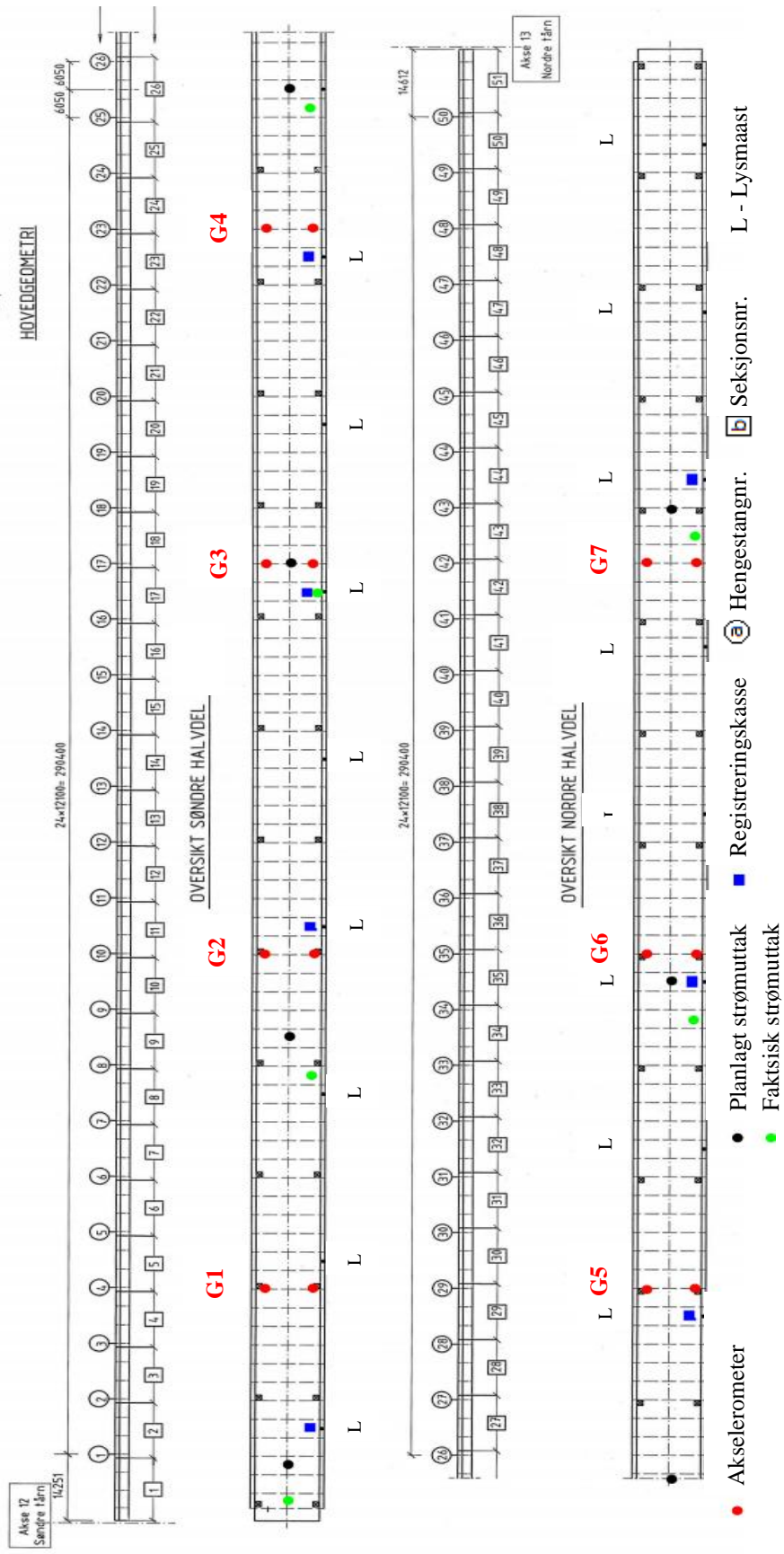
Plasseringen av akselerometrene var fastsatt basert på tidligere analyser [3]. I tillegg til dette var tilgang til strøm, og mulighet til kabelføring gjennom en lysmast, avgjørende for

plasseringen av registreringskassene. Det ble prioritert å plassere kassene nært strømuttak, da det ble vurdert som mer hensiktsmessig å trekke signalkabler over lengre strekk enn å trekke lange strømkabler. Dette både på grunn av økonomiske hensyn og for å unngå store spenningsfall over lange lengder med strømkabler.

Det var viktig at sensornodene ble plassert som planlagt for å kunne tolke måledataene riktig. For å sikre dette gikk en person gjennom brua først og merket opp planlagt plassering av registreringskasser, akselerometre og strømuttak. Alle tverrskottene, der det var montert hengestenger, ble nummerert for å gjøre det mulig å orientere seg inne i brukassen. Merkingen ble skrevet med sort sprittusj på tverrskottet over gjennomgangsutsparingen og på bunnplaten der registreringskassene skulle plasseres. Her ble det også angitt i hvilken retning akselerometrene og strømuttaket til den aktuelle noden var plassert, se figur 3.15. Merkingen ble gjort basert på oversiktsplanen på figur 3.16.



Figur 3.15: Merking på tverrskott av akselerometerplassering og hengestangnummer (t.v.), merking på tverrskott av plassering av registreringskasse (i midten) og merking av plassering og orientering av registreringskasse på bunnplate (t.h.)



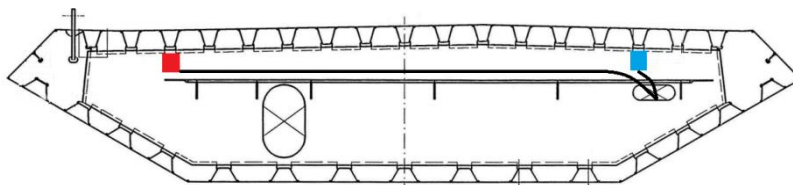
Figur 3.16: Plan for plassering av sensorutstyr, og oversikt over hengestenger, lysmaster og strømmuttak for Gjernessundbrua [1]

Montering av akselerometerkasser og kabeltrekking

Akselerometerkassene ble skrudd fast i en treplate på tverrrskottet. Treplatene ble montert ved å skru de fast gjennom en mindre utsparring i tverrrskottene, og inn i en trekloss på den andre siden av skottet, se figur 3.17. Det var viktig at akselerometrene satt så godt som mulig slik at brubanens bevegelser registreres uten betydelige lokale forstyrrelser. Motholdet fra treklossen ble derfor supplert ved at treplaten ble limt mot tverrrskottet med Casco Superfix. Akselerometrene ble montert på stiver nummer tre fra ytterkantene av bruplatten, se figur 3.18.



Figur 3.17: Akselerometerkassen ble loddet og fastmontert for at akselerometrene skal gi resultater i riktig ortogonalt aksesystem og med minst mulige forstyrrelser



Figur 3.18: Plassering av akselerometre på tverrrskott, og fargekodet kabelføring [1]

Registreringskassene ble plassert på den skrå delen av bunnplaten i brukassen, se figur 3.19. Herfra ble signalkablene og strømkablene trukket langs en kabelbane som gikk gjennom den lille utsparringen i tverrrskottet. Kablene til akselerometrene ble fargekodet med blå tape for høyre akselerometer og rød tape for venstre akselerometer sett i nordgående retning av brubanen, se figur 3.18.

Plasseringen av strømuttakene var litt avvikende fra hva som var oppgitt på tegninger, se figur 3.16. Dette førte til problemer for den planlagte føringen av strømkabelen for registreringsnode G5. Midt i bruspennet var det et tett tverrrskott som det ikke var mulig å trekke strømkabelen gjennom, og strømuttaket som var tiltenkt node G5 var på søndre side av dette tverrrskottet. Det ble derfor nødvendig å trekke strømkabelen tilbake til samme strømuttak som node G6 ble koblet til. Dette uttaket var imidlertid ca. 64 m unna, og det var knyttet noe usikkerhet til om dette ville skape problemer med tanke på spenningsstap.



Figur 3.19: Plassering av registreringskasse, og kabelbanen gjennom tverrskottene

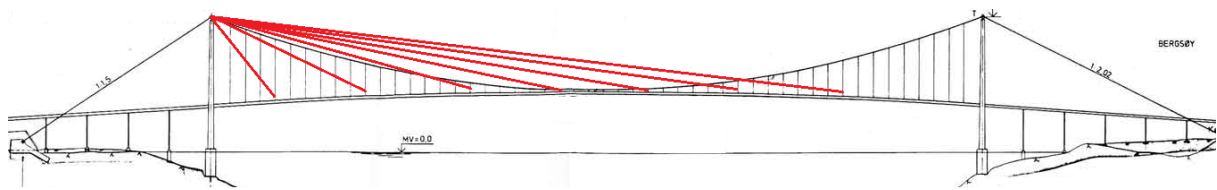
Montering av WiFi antenner og GPS mottakere

WiFi antennene og GPS mottakerne ble montert på hengestengene langs brubanen på østre bruside. Mellom festbraketten og hengestengene ble det lagt prefabrikkerte profiler av kløyvde aluminiumsrør som beskyttelse. I tillegg ble det lagt et tynt lag gummi mellom halvørerne og hengestengene for å hindre skade på korrosjonsbeskyttelsen til hengestengene. WiFi antennene og GPS mottakerne ble plassert ved lysmastene hvor kablene skulle føres gjennom. Kablene ble så trukket gjennom en luke i disse lysmastene og inn til registreringskassene.



Figur 3.20: WiFi antenne og GPS mottaker montert på hengestang (t.v.), og luken til en av lysmastene (t.h.)

Hovedloggestasjonen ble plassert i toppen av det søndre tårnet. Alle antennene langs brubanen ble derfor justert slik at de var orientert mot toppen av dette tårnet, se figur 3.21.



Figur 3.21: WiFi antennene sender signaler til hovedlogggestasjonen i toppen av det søndre tårnet, og må derfor være orientert dit [1]

Hovedlogggestasjon

Registreringskassen til hovedlogggestasjonen ble plassert inne i tverrbjelken i toppen av det søndre tårnet. WiFi antennen og GPS mottakeren ble montert på en rekkverksstolpe oppe på tverrbjelken. Plasseringen av disse var på motsatt side av vegbanen i forhold til de monterte WiFi antennene til de lokale nodene, slik at forstyrrelser fra hengestengene langs brubanen unngås så godt som mulig, se figur 3.22.



Figur 3.22: Montering av WiFi antenne og GPS mottaker til hovedlogggestasjonen i toppen av søndre tårn

Anemometer

Anemometeret ble montert på en utkragende brakett som er beskrevet i detalj i kapittel 5.1. Denne konstruksjonen ble så montert på hengestang nummer 29 og anemometeret ble tilkoblet node G5, se figur 3.16. Dette er nær midten av brua og vil dermed kunne gi en tilnærmet representasjon av gjennomsnittsvindhastigheten for hele brubanen. For å beskytte hengestangen ble det også her benyttet beskyttelsesprofiler av kløyvde aluminiumsrør som ble lagt rundt hengestangen med et lag gummi imellom. Anemometerbraketten ble så montert, og til slutt ble selve anemometeret festet til braketten.

Det ble montert en sikkerhetsline av tau for å hindre at anemometeret skulle bli tapt dersom anemometerbraketten skulle bli skadet. Det ble også benyttet rød elektrisk tape for å gjøre anemometeret synlig dersom det, mot formodning, skulle dreie seg ut i vegbanen, se figur 3.23.



Figur 3.23: Anemometeret montert på hengestang. Rød tape benyttet for å synliggjøre anemometerkonstruksjonen

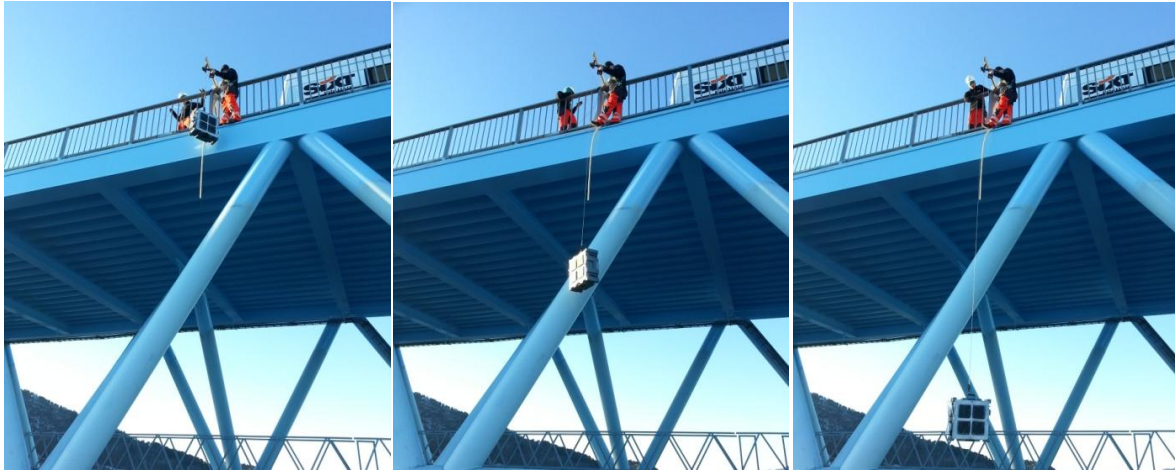
Bergsøysundbrua

Utplassering av utstyr

Det ble benyttet en løftebukk til å heise det tunge utstyret direkte ned på pontongene. Dette forenklet prosessen med å fordele utstyret til de ulike nodene.

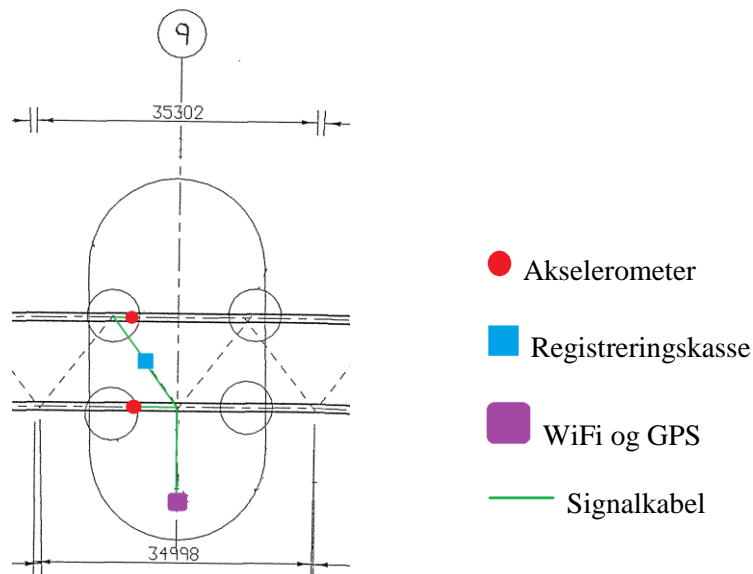


Figur 3.24: Løftebukken ble satt opp, og alt tungt utstyr kunne dermed heises ned med vinsj



Figur 3.25: Registreringskassene ble heiset ned på pontongene

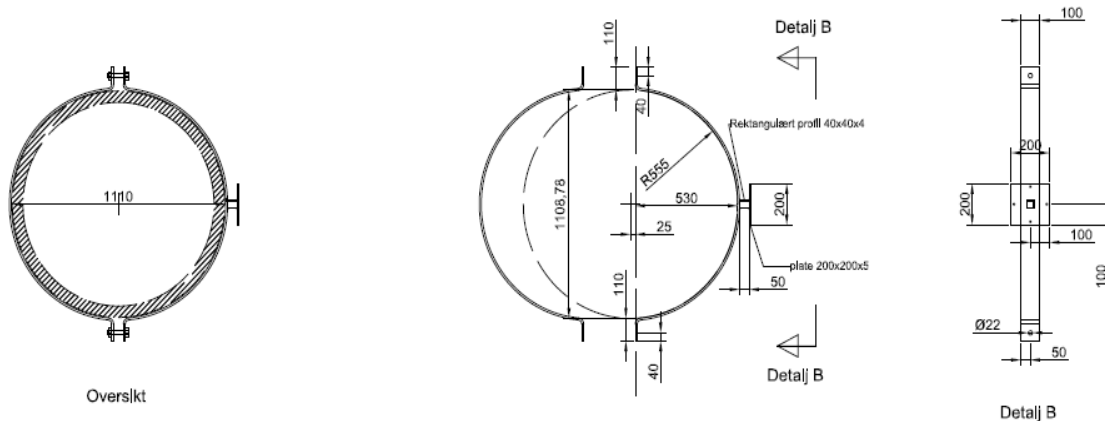
Registreringskassene var merket med et serienummer. Det var også her ønskelig å ha kontroll på hvor de ulike enhetene ble plassert slik at det kunne gjøres konfigurasjonsjusteringer i forhold til dette. Det ble derfor laget en plan på plassering av registreringskasser som vist i tabell 3.3.



Figur 3.26: Oversiktstegning av instrumenteringsutstyr for hver node [5]

Montering av klemmer og monteringsbokser til akselerometrene

Beskyttelsesboksene til akselerometrene ble montert på aluminiumsklemmer som ble festet rundt fagverkets undergurt. For å unngå skade på malingen ble det lagt et lag gummi mellom disse klemmene og fagverket.



Figur 3.27: Klemmer til montering av akselerometre [8]

Fagverket er opplagt på fire oppleggssøyler ved hver pontong. Akselerometerklemmene ble i hvert tilfelle montert ved opplegget på pontongene nærmest sørenden av brua, se figur 3.28. Klemmene ble montert med en avstand på ca. 1 m fra kanten av oppleggssøyla til senterlinjen av klemmene, se kapittel 3.3.



Figur 3.28: Montering av akselerometerkasser på klemmene

Montering av registreringskasse

Registreringskassene ble hengt på rekkverket på gangbanen under brudekket ved hjelp av to krokfester. Disse krokene ble festet i to av monteringshullene på undersiden av registreringskassene. De to resterende hullene i kassene ble tettet med silikon for å hindre vann i å trekke inn i kassene. Det ble også av samme årsak benyttet sølvteip for å tette fugen ved lokket på kassene, og lokket ble i tillegg strammet til kassen med stroppebånd. I underkant av kassene ble håndtaket festet med strips i rekkverket for å hindre bevegelse av registreringskassene.



Figur 3.29: Registreringskasse montert på rekkverket på gangbanen under brudekket

Trekking av signalkabler

Det ble trukket signalkabler fra registreringskassene til de ulike tilkoblingsenhetene. Disse kablene ble trukket langs fagverksstavene og festet til stroppebånd ved hjelp av strips. Stroppebåndene ble trukket rundt fagverket ca. for hver meter.



Figur 3.30: Kabeltrekking til akselerometre

For å kontrollere at hver signalkabel ble koblet til riktig port i registreringskassen ble kablene merket i hver ende med en fargekode. Kablene til akselerometrene på høyre side av brua, sett i sørgående bruretning, ble merket med blå elektrikertape. Kablene til akselerometrene på venstre side ble så merket med rød elektrikertape. WiFi antennene ble merket med maskeringstape og GPS mottakerne ble merket med hvit elektrikertape.

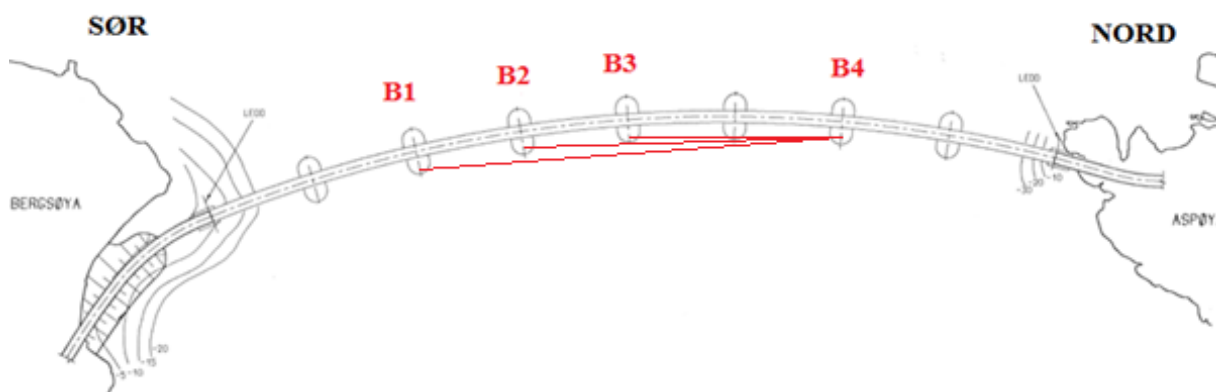
Montering av GPS mottakere og WiFi antenner

For å montere WiFi antennene og GPS mottakerne ble det benyttet stativer bestående av en fot med en sylindrisk sammensettbar stav. Delkomponentene til disse stativene ble limet sammen med Casco Superfix, og for å hindre at de skulle velte ved sterk vind ble det lagt på en vektskive på 20 kg, se figur 3.31. WiFi antennene og GPS mottakerne ble montert ca. en halv meter opp på staven.



Figur 3.31: Stativ for montering av WiFi og GPS mottakere

WiFi antennene skal sende signaler fra de lokale registreringsnodene til en hovedloggestasjon. Denne stasjonen ble plassert sammen med registreringsnode B4, og kurvaturen på brubanen ble utnyttet slik at signalene ikke skulle forstyrre hverandre, se figur 3.32. Antennene langs brubanen ble justert i retning av hovedloggestasjonens WiFi antenne.



Figur 3.32: WiFi antennene sender signaler til hovedloggestasjonen ved node B4, og er dermed orientert med hensyn på dette [5]

Montering av akselerometersensorer

Akselerometersensorene ble montert i akselerometerkassene ved hjelp av tre helgjengede bolter. Sensorene ble så klemt mellom to muttere på hver bolt, og disse ble benyttet til å nivellere sensorene.



Figur 3.33: Montering av akselerometersensor i kasse

3.2.4 Erfaringer

Det ble tatt lærdom av de erfaringene som ble gjort fra hver monteringsrunde for å kunne gjøre ting på en mer effektiv måte ved neste etappe. Disse erfaringene kan også være nyttige for liknende arbeider ved senere anledninger, eksempelvis ved instrumenteringen av Hardangerbrua.

Tidsestimering

Ved første monteringsrunde ble fremdriften estimert basert på en overordnet vurdering av de ulike arbeidsprosessene. Det er da lett å undervurdere hvor lang tid ulike prosesser vil ta, noe som førte til at mye av det planlagte arbeidet ble stående igjen. For å lage en bedre fremdriftsplan til neste runde ble det utarbeidet en mer detaljert beskrivelse av arbeidsprosessene og det ble gjort et tidsestimat for hver enkelt prosess, se vedlegg A.2 og A.4. Dette dannet grunnlag for en fremdriftsplan som fikk frem hvordan det var mulig å fordele ressursene og estimere hvilke arbeidsprosesser som kunne utføres i løpet av den tilgjengelige tiden, se vedlegg A.1 og A.3. Denne metoden førte til at tidsestimeringen stemte vesentlig bedre, og avvik fra planen var hovedsaklig grunnet uforutsette situasjoner.

Utstysplan

Ved første monteringsrunde ble det ikke utarbeidet en plan for hvilket utstyr som var nødvendig for de ulike arbeidsprosessene. Dette medførte ikke noen store problemer, men det kunne utvilsomt vært til hjelp i enkelte situasjoner. Til neste monteringsrunde ble det derfor listet opp hvilket utstyr og verktøy som var nødvendig for gjennomføringen av de ulike arbeidsprosessene, se vedlegg A.2 og A.4. Dette var nyttig, spesielt som en sjekklister før avreise for å sikre at alt nødvendig utstyr var medbrakt.

Organisering

Ettersom mange skulle jobbe på samme sted var det viktig at alle til enhver tid hadde en jobb å gjøre for å unngå dødtid. Dødtid vil fort kunne oppstå ved ankomst og ved oppstart av de ulike arbeidsprosessene. Derfor var det viktig å ha en plan på hva som skulle gjøres, og hvem

som skulle gjøre de ulike oppgavene. Fremdriftsplanen som ble laget i forkant av monteringsrunde to hadde hovedsaklig som formål å estimere tidsforbruk totalt sett, men den var også nyttig for å fordele oppgaver ved oppstart slik at arbeidet fort kunne settes i gang.

Det kan også lett oppstå dødtid når en arbeidsoppgave er gjennomført og det skal vurderes hva som bør gjøres videre. Det ble laget statuskart som ble oppdatert etter hver monteringsrunde, se vedlegg A.5 og A.6. Disse ble benyttet til å få oversikt over de arbeidsprosessene som gjenstod til enhver tid, noe som videre gjorde arbeidet mer effektivt.

3.3 Dokumentasjon av montert system

3.3.1 Gjemnessundbrua

Akselerometre

Akselerometersensorene på Gjemnessundbrua er montert på tverrskottene sentrisk under bruplatestiver nummer tre fra hver side av brubanen, se figur 3.18. Alle sensorene er plassert på nordre side av tverrskottene, med unntak av sensorene til node G1 som er montert på søndre side av tverrskottet. Sensorene er montert med tilkoblingsporten ned som vist på figur 3.34.

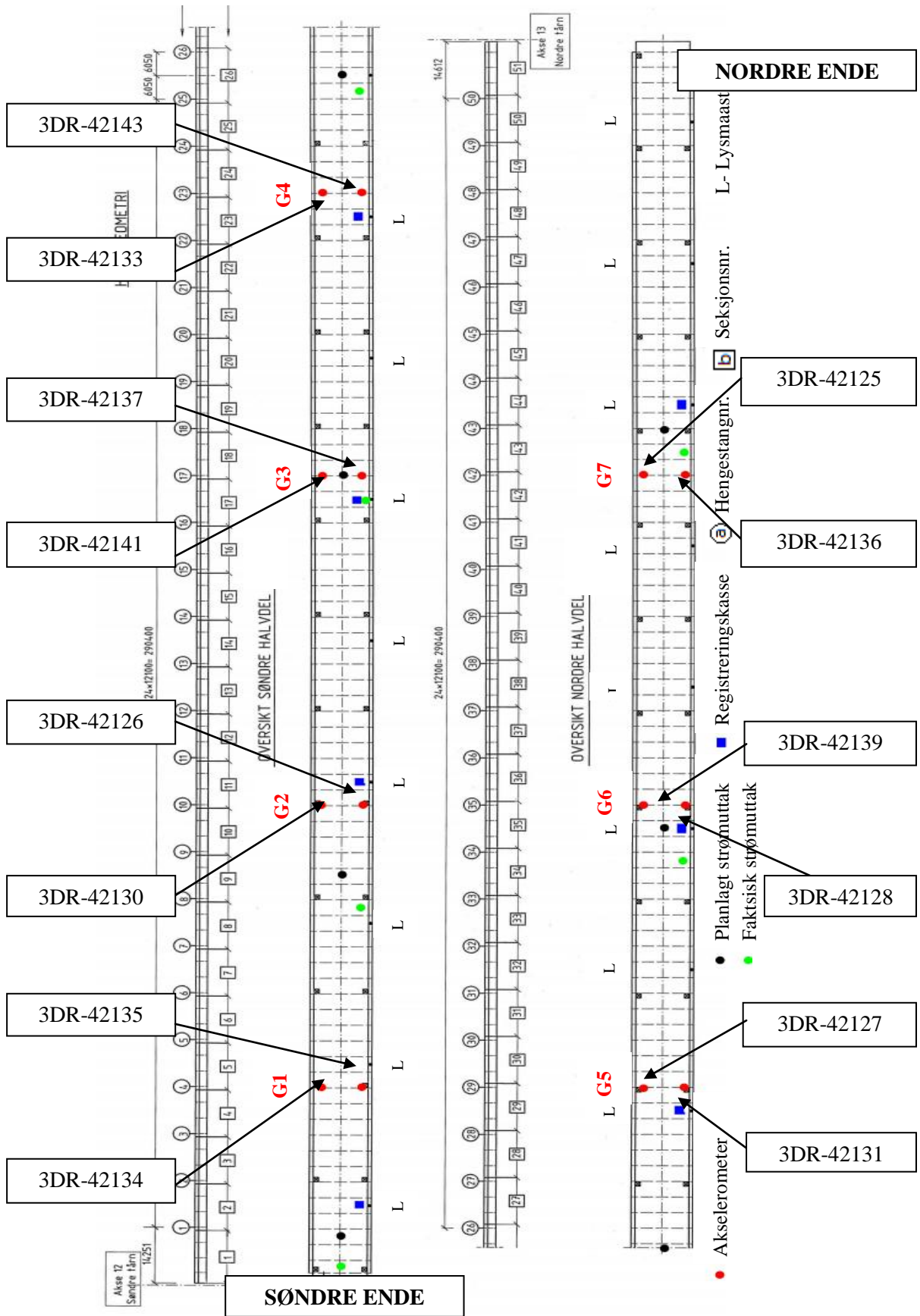


Figur 3.34: Montert akselerometer Gjemnessundbrua

Plasseringen til de ulike sensorene er gitt i tabell 3.1 og vist på figur 3.35.

Tabell 3.1: Plassering av sensorene på Gjemnessundbrua

| Node | Registreringskasse | Vestre sensor | Østre sensor |
|------|--------------------|---------------|--------------|
| G1 | NTNU-130 | 3DR-42134 | 3DR-42135 |
| G2 | NTNU-131 | 3DR-42130 | 3DR-42126 |
| G3 | NTNU-132 | 3DR-42141 | 3DR-42137 |
| G4 | NTNU-133 | 3DR-42133 | 3DR-42143 |
| G5 | NTNU-134 | 3DR-42127 | 3DR-42131 |
| G6 | NTNU-135 | 3DR-42139 | 3DR-42128 |
| G7 | NTNU-136 | 3DR-42125 | 3DR-42136 |



Figur 3.35: Oversikt over akselerometre på Gjemnessundbrua [1]

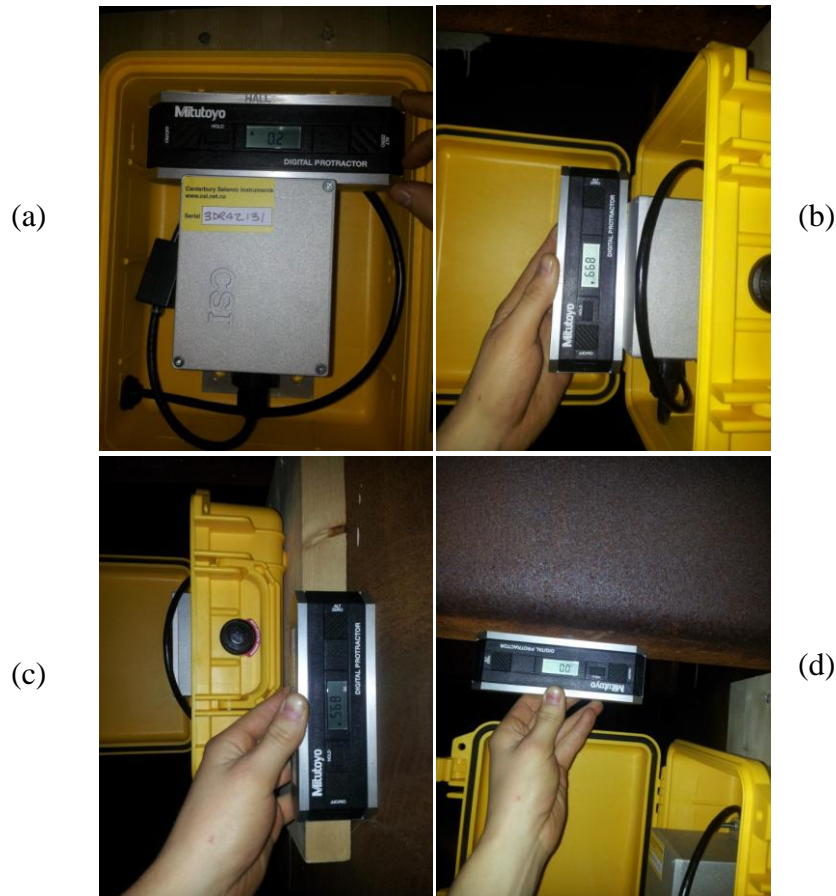
Avvik i lodd og vater for akselerometersensorene er registrert slik at det er mulig å ta høyde for dette i senere beregninger. Vinkelen til tverrskottet samt vinkelen til stiveren til bruplatten ved de ulike akselerometersensorene er også registrert. Disse avvikene er målt med et elektronisk vater som vist på figur 3.36. Avvikene er presentert i tabell 3.2.

Avstanden fra toppen av sensoren og opp til bruplattformstiveren rett over sensoren ble målt, i tillegg til avstanden mellom sensorene på hver node. Disse målene er gjort med lasermåler og er også presentert i tabell 3.2.

Tabell 3.2: Avvik i lodd og vater for akselerometersensorene på Gjemnessundbrua

| Node | Sensor | Horisontal vinkel [grader] | Vertikal vinkel [grader] | Vinkel tverrskott [grader] | Vinkel bruplate [grader] | Avstand til stiver [mm] | Innbyrdes avstand [mm] |
|------|-----------|----------------------------|--------------------------|----------------------------|--------------------------|-------------------------|------------------------|
| G1 | 3DR-42135 | 0,1h | 89,5b | 86,7b | 3,0s | 149 | 7698 |
| | 3DR-42134 | 0,9v | 89,8b | 86,2b | 3,2s | 149 | |
| G2 | 3DR-42126 | 0,3h | 89,6t | 87,3t | 2,0s | 172 | 7682 |
| | 3DR-42130 | 0,0 | 89,7t | 87,3t | 2,3s | 158 | |
| G3 | 3DR-42137 | 0,7h | 89,9t | 88,0t | 0,8s | 169 | 7680 |
| | 3DR-42141 | 0,2h | 89,9b | 87,9t | 1,0s | 167 | |
| G4 | 3DR-42143 | 0,0 | 89,8b | 89,2t | 0,0 | 156 | 7697 |
| | 3DR-42133 | 0,1h | 89,8b | 89,0t | 0,0 | 155 | |
| G5 | 3DR-42131 | 0,2v | 89,9t | 89,5t | 0,0 | 166 | 7696 |
| | 3DR-42127 | 0,4h | 89,7b | 89,7t | 0,2a | 153 | |
| G6 | 3DR-42128 | 0,4h | 90,0 | 89,3b | 1,2a | 142 | 7683 |
| | 3DR-42139 | 0,3h | 89,7b | 89,4b | 1,4a | 156 | |
| G7 | 3DR-42136 | 0,4h | 89,9t | 88b | 2,3a | 160 | 7680 |
| | 3DR-42125 | 0,1v | 89,3b | 87,7b | 2,5a | 170 | |

MERKNAD
 Bokstavene i tabellen indikerer hvilken retning vinkelen er ute av vater, eller lodd, ved å beskrive retningen vateret må roteres for å oppnå korrekt vinkel på følgende måte:
 h = opp på høyre side (rotete mot klokka)
 v = opp på venstre side (rotete med klokka)
 t = forskyvning ut i toppen
 b = forskyvning ut i bunnen
 s = stigende brubane i nordgående retning
 a = avtagende brubane i nordgående retning



Figur 3.36: Vinkelmålinger for sensor 3DR-42131: (a) Sensoren vattes (b) Sensoren loddes (c) Tverrskottet loddes (d) Brubanen vattes

Sensorene er navngitt med node nummer (G1-G7) og side av brubanen (øst/vest) i brukergrensesnittet til systemet, se kapittel 3.1.2.

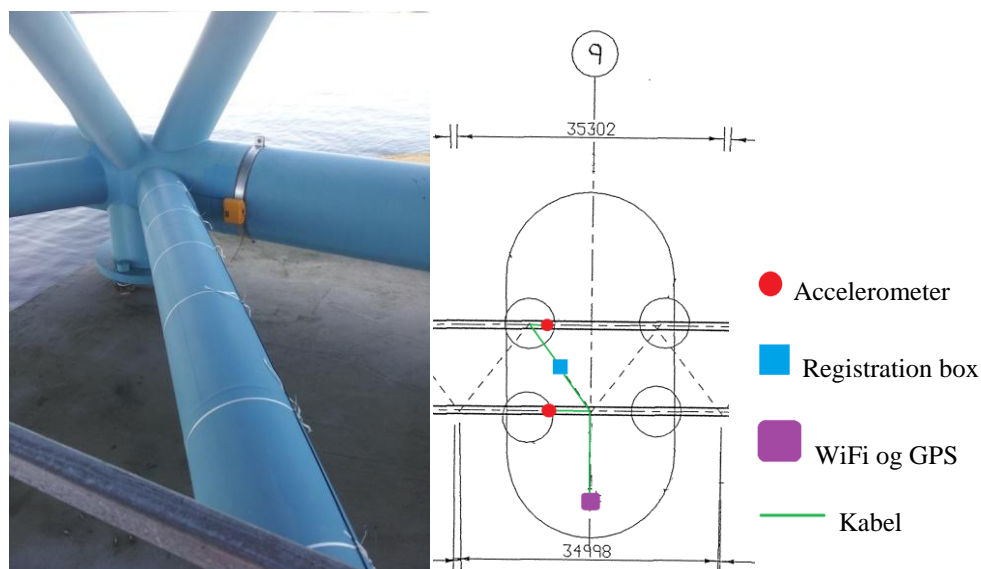
Anemometer

Anemometeret ble montert på hengestang nummer 29 og koblet til node G5, se figur 3.16. Denne hengestangen er totalt 3952 mm lang [1], og anemometeret er montert slik at selve måleområdet er 3133 mm over brudekket og 1267 mm under hovedkablene [6].

Anemometeret er montert på en utragende brakett slik at måleområdet ligger ca. en meter nord for hengestang nummer 29. Anemometersensoren er navngitt som "G5 wind" i brukergrensesnittet til systemet, se kapittel 3.1.2.

3.3.2 Bergsøysundbrua

På Bergsøysundbrua er akselerometrene montert på innsiden av de langsgående undergurtene til fagverket, slik at sensorene på hver node er rettet mot hverandre, se figur 3.37. Alle sensorene er montert med tilkoblingsporten ned på samme måte som på Gjemnessundbrua, se figur 3.34.

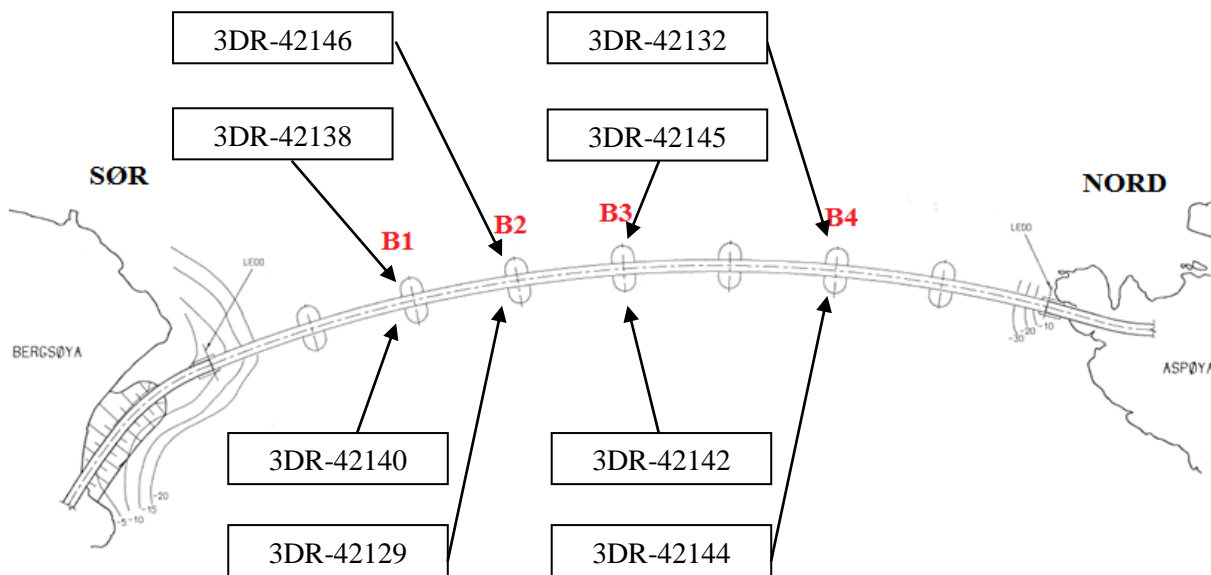


Figur 3.37: Montert akselerometer på Bergsøysundbrua [5]

Plasseringen til de ulike sensorene er gitt i tabell 3.3 og vist på figur 3.38.

Tabell 3.3: Plassering av sensorene på Bergsøysundbrua

| Node | Registreringskasse | Vestre sensor | Østre sensor |
|------|--------------------|---------------|--------------|
| B1 | NTNU-137 | 3DR-42138 | 3DR-42140 |
| B2 | NTNU-138 | 3DR-42146 | 3DR-42129 |
| B3 | NTNU-139 | 3DR-42145 | 3DR-42142 |
| B4 | NTNU-140 | 3DR-42132 | 3DR-42144 |



Figur 3.38: Oversikt over akselerometre på Bergsøysundbrua [5]

Avvik i lodd og vater er målt for alle de monterte akselerometersensorene. Disse vinklene er målt med et elektronisk vater og presentert i tabell 3.4. Avstanden fra kant av søndre fagverksopplegg på pontongen til senter av akselerometrene er også registrert, og presentert i tabell 3.4.

Tabell 3.4: Avvik i lodd og vater for akselerometersensorene Bergsøysundbrua

| Node | Sensor | Horisontal vinkel [grader] | Vertikal vinkel [grader] | Avstand opplegg [mm] |
|------|-----------|----------------------------|--------------------------|----------------------|
| B1 | 3DR-42140 | 0,7v | 90,0 | 985 |
| | 3DR-42138 | 1,8v | 89,8b | 1005 |
| B2 | 3DR-42129 | 0,3v | 89,8t | 104 |
| | 3DR-42146 | 0,7v | 90,0 | 1085 |
| B3 | 3DR-42142 | 0,4v | 89,5b | 101 |
| | 3DR-42145 | 0,1h | 89,5t | 99 |
| B4 | 3DR-42144 | 0,3v | 89,6t | Ikke målt |
| | 3DR-42132 | 0,6v | 89,8t | Ikke målt |

MERKNAD
 Bokstavene i tabellen indikerer hvilken retning vinkelen er ute av vater eller lodd ved å beskrive retningen vateret må roteres for å oppnå korrekt vinkel på følgende måte:
 h = opp på høyre side (rotete mot klokka)
 v = opp på venstre side (rotete med klokka)
 t = forskyvning ut i toppen
 b = forskyvning ut i bunnen
 s = stigende brubane i nordgående retning
 a = avtagende brubane i nordgående retning

Sensorene er navngitt med node nummer fra B1 til B4 og side av brubanen (øst/vest) i brukergrensesnittet til systemet, se kapittel 3.1.2.

3.3.3 Systemkonfigurasjon

Akselerometrene gir akselerasjoner i tre ortogonale retninger, x-, y- og z-retning. Disse er konfigurert slik at signalene for akselerasjoner i positiv x-retning beskriver aksiale akselerasjoner mot den nordlige enden av brua, positiv y-retning beskriver akselerasjoner mot vest og positiv z-retning er vertikalt oppover, uavhengig av hvordan sensorene er montert.

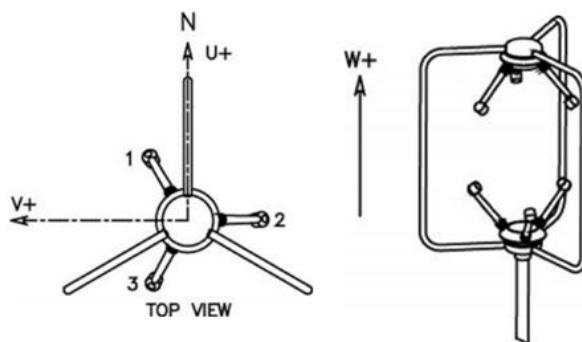
Triggerverdiene bestemmes for frekvenser angitt i Hz og for akselerasjoner angitt i mg ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$). Disse konfigureres for både nodene og hovedenhetene. Tersklene justeres basert på hvilke omfang og omstendigheter man ønsker data fra. Om det ønskes kontinuerlige datamålinger fjernes alle terskler [7]. Inicialt er systemet innstilt slik at de lokale nodene starter registreringen individuelt dersom de eksiteres med 40 mg av en lavfrekvent akselerasjon mellom 0,1 Hz og 5 Hz. For at det skal startes målinger for det totale systemet må minst en av nodene registrere en lavfrekvent akselerasjon, mellom 0,1 Hz og 5 Hz, på 50 mg. De triggede målingene registrerer oppførselen i ca. 10 sekunder både før og etter at terskelen overskrides.

Det er satt opp et SEEDlink system som viser kontinuerlige akselerasjoner og vindhastigheter på bruene. Dette kan benyttes til å følge med på responsen, og eventuelt starte målinger manuelt dersom interessant oppførsel oppdages.

Ultrasoniske anemometre baserer seg på måling av lydbølger mellom faste omformer. Slike anemometre måler tiden det tar for et ultrasonisk lydimpuls å forflytte seg mellom de ulike omformerne. Tiden det tar for et lydimpuls å bevege seg fra en av omformerne til en annen måles og sammenlignes med tiden det tar for impuls i motsatt retning. På samme måte sammenlignes tiden mellom de øvrige omformerne [6].

Basert på hastighetene som måles i de ulike retningene, beregnes vindhastighetene U, V og W. Aksene U, V og W defineres som følger:

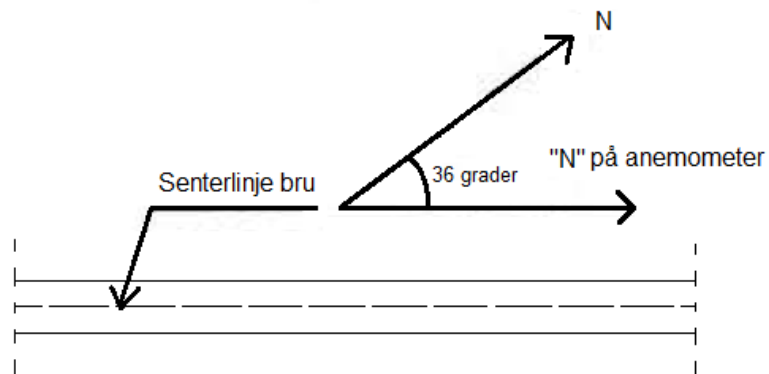
- Positiv U er definert som retningen i linje med pilen som peker mot nord, se figur 3.39 (nord er markert med N på anemometeret)
- Positiv V er definert som retningen 90 grader mot klokka fra positiv U
- Positiv W er definert som vertikalt oppover langs anemometersøylen



Figur 3.39: Definisjon av akser for anemometerets konfigurasjon [6]

Vindmålingene blir gitt som horisontal resultanthastighet fra U og V, og en vertikal vindhastighet W. Anemometeret på Gjemnessundbrua er montert med "N" på anemometeret pekende mot nordenden av brua, og det er konfigurert med oppsettet vist på figur 3.39. Anemometeret er innstilt med en digitaliseringsfrekvens på 32 Hz, men det anbefales at det innstilles med en digitaliseringsfrekvens på 20 Hz slik at det korresponderer med digitaliseringsfrekvensen til akselerometrene på 200 Hz.

Vindmålingene angir i tillegg en retning for horisontal resultanthastighet. På figur 3.40 er det vist hvordan anemometerets nordlige retning er orientert i forhold til faktisk nordlig himmelretning. Vinkelen til den horisontale vindhastigheten måler retningen vinden kommer fra. Vinkelen måles ved dreining mot klokka, der anemometerets nordlige retning angir null grader.



Figur 3.40: Sammenheng mellom nordlig retning merket på anemometer og faktisk nordlig himmelretning, for anemometeret som er montert på Gjemnessundbrua

4 Teoretisk bakgrunn

4.1 Modal testing

For behandlingen av måledataene fra målesystemet montert på bruene er det nødvendig med en viss teoribakgrunn om modal testing og signalprosessering. I denne rapporten vil det legges hovedfokus på identifikasjon av egenfrekvenser og dempningssegenskaper til de to bruene som instrumenteres. I tillegg til signalprosessering av disse konstruksjonene benyttes teorien som presenteres her til testing av ulike komponenter benyttet til selve instrumenteringen.

4.1.1 Egenfrekvenser

Et system har like mange egenfrekvenser som det har frihetsgrader. Analytisk har alle systemer uendelig mange frihetsgrader, men ofte er det tilstrekkelig å lage en forenklet diskretisert modell med et endelig antall frihetsgrader. Hver egenfrekvens til et system er knyttet til en vibrasjonsmode. Alle dynamiske bevegelser kan beskrives som en sum av slike vibrasjonsmoder, og i et diskret system er det et endelig antall slike moder.

Det er ofte ønskelig å kunne måle egenfrekvensene til et system som en del av identifikasjonen av den dynamiske oppførselen. For enkle systemer kan dette gjøres ved å eksitere de ulike svingeformene og registrere responsen i et punkt hvor vibrasjonsmodene av interesse gir utslag. Dersom flere enn én svingeform eksiteres vil responssignalet fremkomme som ikke-harmonisk, og det er ikke mulig å bestemme egenfrekvensene til de eksiterte modene ved inspeksjon av signalet i tidsdomenet. For å kunne bestemme disse egenfrekvensene er det derimot mulig å gjøre en Fouriertransformasjon av signalet og inspisere signalet i frekvensdomenet. Grunnleggende teori om Fourier-rekker er vist i vedlegg B.1.

Peak picking-metoden

Den såkalte "*peak picking*"-metoden kan benyttes for å estimere egenfrekvensene til et system, hvor det måles dynamisk respons, ved å identifisere frekvenstopper i

frekvensresponsfunksjonen [9]. Frekvensresponsfunksjoner er beskrevet nærmere i vedlegg B.2.

Hvis $x_i(t)$ og $y_i(t)$ er to ulike responssignaler i tidsdomenet, kan disse Fouriertransformeres til frekvensdomenet på følgende måte [9]:

$$X_i(f, T) = \int_0^T x_i(t) e^{-j2\pi ft} dt \quad (4.1)$$

$$Y_i(f, T) = \int_0^T y_i(t) e^{-j2\pi ft} dt \quad (4.2)$$

der $j = \sqrt{-1}$.

På bakgrunn av disse størrelsene kan auto- og kryss-spektralitetene bestemmes på følgende måte [9, 10]:

$$S_{xx}(f) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} E \left[|X_i(f, T)|^2 \right] \quad (4.3)$$

$$S_{xy}(f) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} E \left[X_i^*(f, T) Y_i(f, T) \right] \quad (4.4)$$

Forholdet mellom kryss- og auto-spektralitetene til de to stokastiske prosessene, x og y , kan uttrykkes som følger:

$$S_{xy}(f) = H_{xy}(f) S_{xx}(f) \quad (4.5)$$

Dersom $x(t)$ og $y(t)$ er henholdsvis last og respons er $H_{xy}(f)$ frekvensresponsfunksjonen for systemet. Auto-spektralitetene til responsen kan da uttrykkes som følger [9]:

$$S_{yy}(f) = |H_{xy}(f)|^2 S_{xx}(f) \quad (4.6)$$

Ved å studere denne sammenhengen kan det ses at auto-spektralitetene til responsen vil få en topp, både dersom frekvensresponsfunksjonen får en topp og hvis lastspekteret får en topp. Det vil si at auto-spektralitetene for responsen, $S_{yy}(f)$, gir topper både for egenfrekvenser og for dominerende lastfrekvenser. Det er derfor viktig å kunne skille mellom disse.

Dersom $x(t)$ og $y(t)$ er responssignalet fra to ulike målepunkter i en konstruksjon, som begge eksiteres av en vibrasjonsmode n , vil de enten svinge i fase eller med en fasevinkel på 180 grader. Dersom en topp i auto-spektralitetene samsvarer med en fasevinkel mellom to

responssignaler nær 0 eller 180 grader, vil denne frekvensen mest sannsynlig representere en egenfrekvens [9]. Fasevinkelen bestemmes ved arcustangens til forholdet mellom den imaginære og den reelle delen av kryss-spektralitetet som følger [10]:

$$S_{xy}(f) = Co_{xy}(f) - jQu_{xy}(f) \quad (4.7)$$

$$\varphi_{xy}(f) = \tan^{-1}\left(\frac{Qu_{xy}(f)}{Co_{xy}(f)}\right) \quad (4.8)$$

der φ_{xy} er fasevinkelen mellom responssignal $x(t)$ og $y(t)$.

En annen måte å identifisere en topp som skyldes en egenfrekvens, er å betrakte koherensfunksjonen mellom de to responssignalene $x(t)$ og $y(t)$. Denne funksjonen ligger i området mellom 0 og 1. Dersom koherensfunksjonen ligger tett opp imot 1 for en frekvens som gir en topp i auto-spektralitetet vil dette sannsynligvis representere en egenfrekvens for systemet. Koherensfunksjonen kan bestemmes som følger [9]:

$$\gamma_{xy}(f) = \frac{|S_{xy}(f)|^2}{S_{xx}(f)S_{yy}(f)} \quad (4.9)$$

4.1.2 Verifisering av vibrasjonsmoder

Ved å benytte *peak picking*-metoden for identifikasjon av egenfrekvenser, kan sammenhengene mellom vibrasjonsmodene identifisert analytisk og de målte egenfrekvensene verifiseres. Dette gjøres ved å se på plasseringen av registreringsnodene som gir responssignaler med høy koherens, og sammenlikne plasseringen til disse med hvor de analytisk beregnede svingeformene skal gi utslag. Ved å betrakte fasevinkelen mellom to slike signaler fremkommer det om de vibrerer i fase eller ute av fase. Det vil dermed være mulig å knytte egenfrekvensene til tilhørende svingeform.

4.1.3 Estimering av dempning

Dempningen i konstruksjoner består av flere energidissiperende mekanismer, og det er svært komplisert å beskrive hver av disse matematisk i en faktisk konstruksjon. Dempningen i en konstruksjon må derfor vanligvis idealiseres. For én-frihetsgradsystemer kan dette gjøres med en lineær viskøs demper. Dempningskoeffisienten bestemmes slik at vibrasjonsenergien den dissiperer er ekvivalent med energi dissipert i alle dempningsmekanismer totalt i den faktiske konstruksjonen. Denne idealiseringen kalles ekvivalent viskøs dempning [11]. Se vedlegg B.3 for nærmere beskrivelse av dempning i et én-frihetsgradsystem.

Logaritmisk dekrement for én-frihetsgradsystemer

I praksis vil det ikke være mulig å bestemme dempningsforholdet for faktiske konstruksjoner analytisk. Dette må derfor bestemmes eksperimentelt gjennom testing. Dempningsforholdet ζ kan relateres til amplituden til den frie svingningen. Det logaritmiske dekrementet δ defineres som den naturlige logaritmen av forholdet mellom amplitudeverdien til to påfølgende toppunkter, henholdsvis ved tiden t_n og $t_n + T_d$ [12]:

$$\delta = \ln \left(\frac{u_n}{u_{n+1}} \right) = \ln \left(\frac{e^{-\zeta \omega_n t} R \cos(\omega_D t - \theta)}{e^{-\zeta \omega_n (t+T_d)} R \cos(\omega_D (t+T_d) - \theta)} \right) = \frac{2\pi\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \quad (4.10)$$

der T_d er perioden til den dempede frie svingningen.

Ved $\zeta \ll 1$ kan det gjøres følgende tilnærming:

$$\delta = \frac{2\pi\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \cong 2\pi\zeta \quad (4.11)$$

Dersom det er små variasjoner i amplitude fra en svingning til den neste, vil det kunne bli upraktisk å estimere dempning fra to suksessive amplituder. Årsaker til dette kan blant annet være unøyaktige målinger og støy i tidsseriene. For å estimere dempningsforholdet for svakt dempede systemer mer nøyaktig er det derfor mer hensiktsmessig å bruke målte amplituder med spredning på m antall svingninger. Dermed kan det logaritmiske dekrementet mellom disse amplitudene uttrykkes som følger [11]:

$$\delta = \frac{1}{m} \ln \left(\frac{u_n}{u_{n+m}} \right) \approx 2\pi\zeta \quad (4.12)$$

Kurvetilpasning for én-frihetsgradsystemer

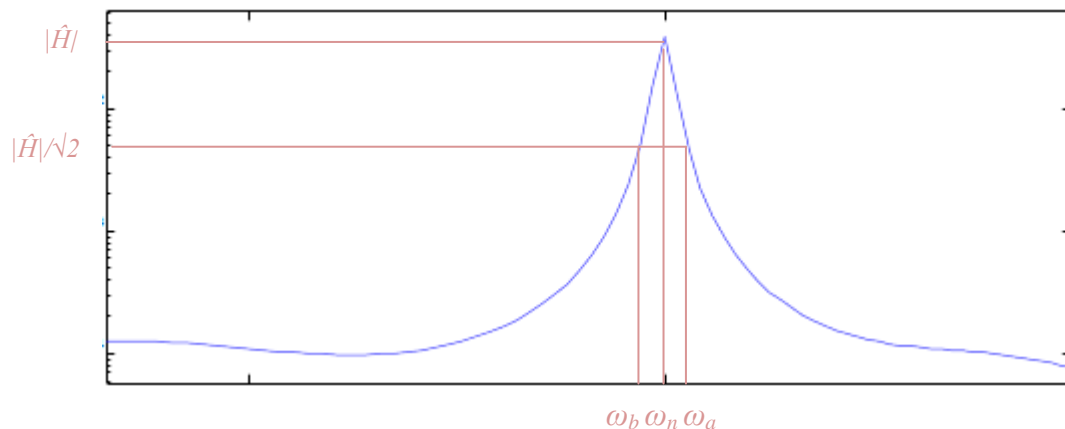
Ved å benytte metoden med logaritmisk dekrement for å estimere dempningen fra et målt responssignal benyttes kun amplituden ved to punkter. Dersom det tas med flere amplituder i estimeringen vil dempningskoeffisienten kunne bestemmes mer nøyaktig.

Hvis uttrykk (4.10) betraktes fremkommer det at den frie vibrasjonen er en harmonisk funksjon med en amplitude R som dempes ut av en eksponentialfunksjon $e^{-\zeta \omega t}$. Ved å plukke ut maks amplitudene fra hver periode av et harmonisk responssignal vil disse representere en funksjon hvor en konstant amplitude dempes ut av en eksponentialfunksjon. Ved å benytte ulike kurvetilpasningsverktøy vil det være mulig å estimere dempningskoeffisienten ut ifra flere toppunkter samtidig. Dette gjøres ved å tilpasse eksponentialfunksjonen til de målte toppunktene til signalet.

Half-power-metoden

Den såkalte "half-power"-metoden benyttes ofte for systemer hvor egenfrekvensene er tilstrekkelig separert, og som verken har svært høy eller lav dempning [13]. Metoden baserer seg på forenklingen av at frekvensresponsfunksjonen i området rundt resonans kan tilnærmes til kun å avhenge av den aktuelle vibrasjonsmoden med denne egenfrekvensen. Dette benyttes til å gjøre estimater for de modale dempningskoeffisientene.

For hver resonanstopp avleses den lokale maksimalverdien til frekvensresponsfunksjonen som noteres $|\hat{H}|$ [13]. Deretter estimeres frekvensene hvor amplituden er redusert til $|\hat{H}|/\sqrt{2}$. Disse frekvensene noteres ω_a og ω_b , se figur 4.1.



Figur 4.1: Dempningsestimering ved half-power-metoden

De modale dempningskoeffisientene kan da estimeres på følgende måte [13]:

$$\eta_n = \frac{\omega_a^2 - \omega_b^2}{2\omega_n^2} = 2\zeta_n \quad (4.13)$$

Half-power-metoden har flere begrensninger, og estimatene er sterkt avhengige av amplituden $|\hat{H}|$. Denne amplituden er igjen avhengig av dempningen, og spesielt for lite dempede systemer kan denne metoden være upresis. Antagelsen om at det kun er én mode som har innvirkning rundt resonans gir begrensninger og unøyaktigheter, men metoden kan være en god tilnærming for å gjøre initielle analyser for systemidentifikasjon [13].

Half-power-metoden er i utgangspunktet utviklet for forskyvningspektre, men dersom dempningsforholdet $\zeta \leq 0,15$ gir også akselerasjonsspektre akseptable resultater [14].

Rayleigh dempning

For modale analyser av dempede systemer må dempningsmatrisen, i tillegg til stivhets- og massematrisen, tilfredsstillende krav til ortogonalitet slik at den modale dempningsmatrisen $\tilde{\mathbf{C}}$ blir en diagonalmatrise [12]:

$$[\tilde{C}] = [\Phi]^T [C] [\Phi] \quad (4.14)$$

der C er dempningsmatrisen og Φ er en matrise med de modale komponentene.

For å oppnå dette kan Rayleigh dempning benyttes. Her konstrueres dempningsmatrisen som en kombinasjon av stivhets- og massematrisen [12]:

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K] \quad (4.15)$$

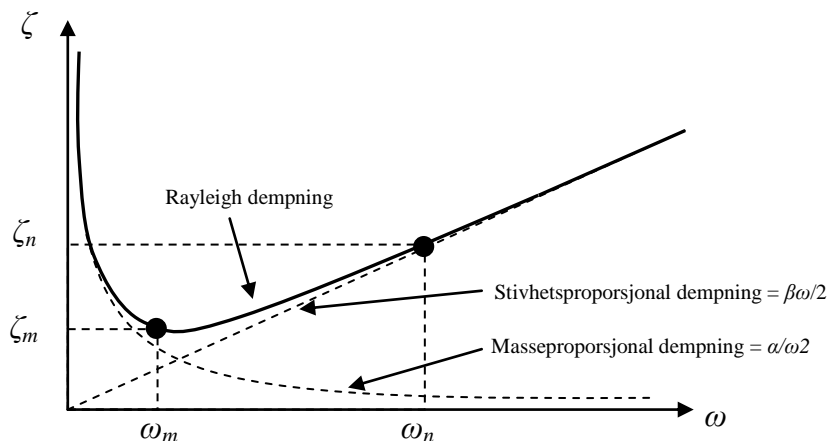
der M er massematrisen, K er stivhetsmatrisen og α og β er Rayleigh dempningskoeffisienter.

Dersom de modale dempningskoeffisientene til to moder er kjent, kan α og β bestemmes på følgende måte [12]:

$$\alpha = \frac{2\omega_n\omega_m(\zeta_m\omega_n - \zeta_n\omega_m)}{\omega_n^2 - \omega_m^2} \quad (4.16)$$

$$\beta = \frac{2(\zeta_n\omega_n - \zeta_m\omega_m)}{\omega_n^2 - \omega_m^2} \quad (4.17)$$

Koeffisienten α innfører en dempning som er proporsjonal med systemets masse, og gir dempningsbidrag til de lavere vibrasjonsmodene. Koeffisienten β innfører derimot en stivhetsproporsjonal dempning og demper ut de høyere vibrasjonsmodene. Den stivhetsproporsjonale dempningen går asymptotisk mot en lineær funksjon som øker med egenfrekvensen. Dette medfører at Rayleigh dempningen demper ut de høyfrekvente vibrasjonsmodene [12].



Figur 4.2: Rayleigh dempning som funksjon av frekvens

4.1.4 Signalprosessering

Som tidligere beskrevet er det mulig å estimere egenfrekvenser og dempningskoeffisienter basert på auto- og kryss-spektralitet av responssignalene fra et system utsatt for dynamiske svingninger. For å oppnå dette må disse spektralitetene kunne bestemmes ut ifra responssignalene. Den mest direkte måten å gjøre dette på er å gjøre en diskret Fouriertransformasjon av signalet. Ulempen med denne metoden er at spektraliteten vil variere kraftig dersom signalet inneholder støy. For å redusere denne variasjonen kan blant annet Welch- og Burgs metode benyttes til å etablere spektralitetene.

Diskret Fouriertransformasjon (DFT)

I en Fouriertransformasjon transformeres en funksjon fra tidsdomenet til frekvensdomenet. Det kan også gjøres en diskret Fouriertransformasjon (DFT) av et digitalt signal der frekvensinnholdet trekkes ut tilnærmet. Et digitalisert signal er et N antall diskrete verdier som samles over en periode T . Forholdet mellom antall diskrete verdier N signalet inneholder og lengden T av signalet er den såkalte digitaliseringsfrekvensen ω_s [13]:

$$\omega_s = \frac{2\pi N}{T}, \quad \Delta\omega = \frac{\omega_s}{N} \quad (4.18)$$

Den høyeste frekvensen som kan registreres i et signal avhenger av denne digitaliseringsfrekvensen, og kalles Nyquistfrekvensen til signalet ω_{max} [13].

$$\omega_{max} = \frac{\omega_s}{2} \quad (4.19)$$

Nøyaktigheten til en diskret Fouriertransformasjon er avhengig av at digitaliseringsfrekvensen ω_s er høy nok og at måleperioden T er lang nok, slik at frekvensinnholdet markeres entydig i Fourier amplitudene [13].

Welch metoden

Spektraliteten estimeres på bakgrunn av en målt periode av et langt signal. Slike signaler inneholder ofte støy som påvirker spektraliteten, og den ønskede spektralitetskurven kan kun bestemmes med en viss sannsynlighet og varians. Variansen kan reduseres ved at måleperioden forlenges, eller det kan benyttes ulike algoritmer i signalprosesseringen som har dette som formål.

Welch metode er en ikke-parametrisk metode som ofte benyttes for å redusere variansen til spektraliteter uten å avhenge av lange måleperioder [15]. Denne metoden går ut på at et signal deles opp i K antall segmenter, med lengde $L=N/K$, hvor hvert segment kan overlape hverandre.

Spektraliteter kan estimeres ved et periodogram [16] definert som følger [15]:

$$\hat{S}_{xx}(k) = \frac{1}{N} \left| \sum_{n=0}^{N-1} x(n) e^{-\frac{2\pi jkn}{N}} \right|^2 \quad (4.20)$$

der $j = \sqrt{-1}$ og N er antall diskrete verdier signalet inneholder.

Det benyttes et periodogram til å estimere spektraltettheten til hver periode med lengde L . Disse overlappes med Welch metode for å lage et estimat for den totale spektraltettheten til signalet. Dette medfører at variansen reduseres i forhold til å estimere spektraltettheten med kun ett periodogram [15].

Ved at høyt antall segmenter, for eksempel $K=6$, vil variansen reduseres. Dette vil imidlertid medføre en lav frekvensoppløsning, og det må gjøres et kompromiss for å oppnå ønsket effekt.

Burgs metode

Burgs metode er en parametrisk metode som benyttes til å bestemme et tilnærmet riktig signal ved en lineær forutsigelsesalgoritme. I motsetning til Welch metode gjøres det her tilnærminger for å tilnærme et signal slik at spektraltettheten får en lav variasjon, istedenfor å redusere variansen i etterkant av at spektraltettheten er estimert [17].

Et signal $x(t)$ diskretiseres til en rekke verdier x_n , der $0 \leq n \leq N$. Disse diskrete verdiene estimeres tilnærmet ved en forlengs lineær forutsigelse og en baklengs lineær forutsigelse, gitt ved uttrykk 4.21 [18].

$$y_n = -\sum_{i=1}^k a_i x_{n-1}, \quad z_n = -\sum_{i=1}^k a_i x_{n+1} \quad (4.21)$$

der y_n kun er definert for $k \leq n \leq N$, og z_n kun er definert for $0 \leq n \leq N-k$.

Det benyttes en Levinson-Durbin rekursjon med vektorene $\mathbf{A}_k = [1 \ a_1 \ a_2 \ \dots \ a_k]^T$ og $\mathbf{V}_k = [0 \ a_k \ \dots \ a_2 \ a_1 \ 1]^T$, og en refleksjonskoeffisient μ som følger [18]:

$$[\mathbf{A}]_{k+1} = [\mathbf{A}]_k + \mu [\mathbf{V}]_k \quad (4.22)$$

I Burgs metode minimeres feilen i estimeringen av koeffisientene fra uttrykk (4.21) med hensyn til refleksjonskoeffisienten μ . Denne koeffisienten beregnes så slik at \mathbf{A}_{k+1} kan bestemmes [18].

Når det stokastiske signalet er tilnærmet med Burgs metode kan spektraltettheten estimeres på følgende måte [17]:

$$S_{xx}(f) = \frac{\sigma_\varepsilon^2}{\left|1 + \sum_{i=1}^N a_i e^{-j2\pi i f}\right|^2} \quad (4.23)$$

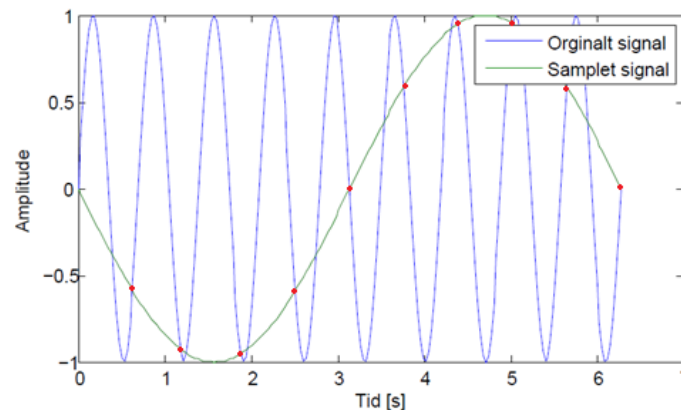
der $j = \sqrt{-1}$ og σ_ε^2 er variansen til det tilnærmede signalet.

Feilkilder for prosessering av digitale signaler

Det er ulike fenomener som kan gi feilkilder i en DFT av et digitalt signal. Eksempler på dette er såkalt ”aliasing” og ”lekkasje” [13].

Aliasing oppstår når et outputsignal fra en A/D-omformer (omformer analoge signaler til digitale) avviker fra målesignalet på grunn av at digitaliseringsfrekvensen har vært for lav. Problemet vil oppstå hvis signaler med mer enn halve digitaliseringsfrekvensen eksisterer i input signalet til A/D-omformer.

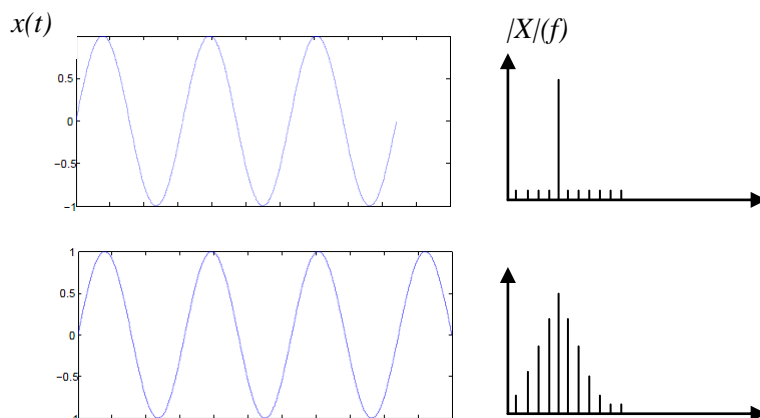
Aliasing er en feilkilde som kommer av for lav digitaliseringsfrekvens i forhold til de høyeste analytiske signalfrekvensene, noe som medfører falsk registrering av frekvenser, se figur 4.3.



Figur 4.3: *Aliasing* av et høyfrekvent signal. ”Samplet signal”, fra de røde punktene, er for spredt til å kunne gjenskape den korrekte svingeformen til det originale signalet, $Y_{organalt} = \sin(9t)$. Resultatet blir dermed, for dette eksempelet, et signal med betydelig lavere frekvens, $Y_{samplet} = \sin(-t)$.

Det finnes ulike *anti aliasing* filtre som kan redusere feilen fra denne effekten [13]. Et *anti aliasing* filter er et lavpassfilter som fjerner alle signaler over Nyquistfrekvensen. *Aliasing* vil dermed ikke oppstå, ettersom frekvensene som potensielt ville blitt foldet tilbake under Nyquistfrekvensen er fjernet. Digitaliseringsfrekvensen må derfor være over det dobbelte av den høyeste frekvensen i signalet som digitaliseres for å rekonstruere et signal korrekt.

En annen feilkilde er effekten fra lekkasje. Dette oppstår dersom måleperioden i en DFT analyse ikke går opp i frekvensperiodene. Da vil toppen for den målte frekvensen bli dårlig markert i auto-spektraltettheten [13]. Dette kan illustreres som at ”energi” lekker ut i frekvensene rundt den ønsket målte frekvensen, se figur 4.4. En måte for å redusere denne effekten er å benytte såkalte ”vinduer” for å redusere viktigheten av signalets endepunkter. Effekten fra lekkasje reduseres også ved økende signallengde [13].



Figur 4.4: Lekkasje til omliggende frekvenser

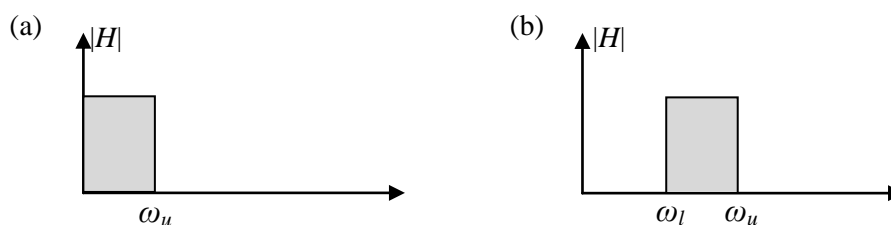
Filtre

Ofte er man kun ute etter egenskapene i bestemte frekvensområder av et signal. For å fjerne effektene fra andre frekvenser kan det brukes et filter på signalet i frekvensdomenet. Et filter er en funksjon i frekvensdomenet som frekvensresponsfunksjonen (FRF) kan multipliseres med. Et filter skal ideelt sett ikke påvirke frekvensegenskapene til frekvensresponsfunksjonen i området som ikke skal filtreres ut. Dette området kalles passeringsbåndet. Det skal derimot nulle ut frekvensresponsfunksjonene utenfor frekvensområdet av interesse. Dette området kalles stoppebåndet. Et ideelt filter kan defineres som følger [19]:

$$H(e^{j\omega}) = \begin{cases} e^{-j\omega n_d}, & \omega_l \leq |\omega| \leq \omega_u \\ 0, & \text{ellers} \end{cases} \quad (4.24)$$

der ω_l er nedre frekvensgrense, ω_u er øvre frekvensgrense, $n_d \geq 0$ og $j = \sqrt{-1}$.

Et lavpassfilter er et filter som slipper gjennom lave frekvenser med en øvre frekvensgrense $\omega_u = \omega_c$. Det vil si at for et lavpassfilter er nedre frekvensgrense ω_l lik 0 [19].



Figur 4.5: Ideelle filtre: (a) Lavpassfilter (b) Båndpassfilter med øvre og nedre frekvensgrense

I praksis er det ikke mulig å designe ideelle filtre. Derfor benyttes ulike tilnæringsmetoder. "Infinite Impulse Response" (IIR) og "Finite Impulse Response" (FIR) er to kategorier av slike tilnæringsmetoder med ulike fordeler [19].

IIR filtre

Ulike IIR metoder kan benyttes til å lage tilnærmede lavpass filtre. Felles for disse er at de er basert på følgende form [19]:

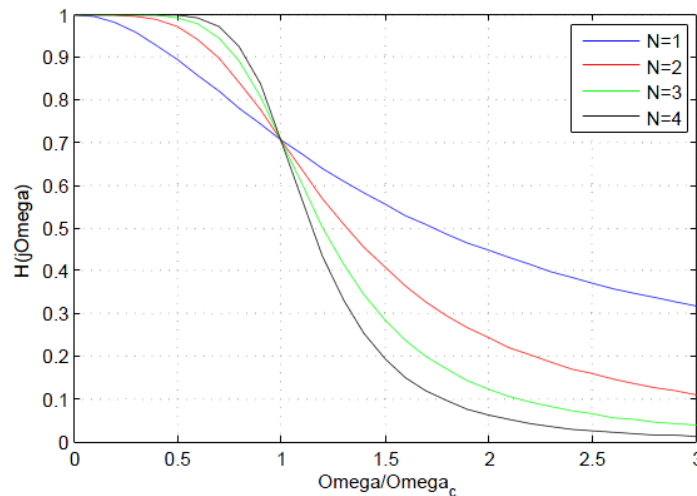
$$|H(j\omega)|^2 = \frac{1}{1+V^2(\omega)} \quad (4.25)$$

Forskjellen mellom metodene ligger i valg av $V^2(\omega)$ som har egenskapen at $V^2(\omega) \ll 1$ for $|\omega| < \omega_c$ og $V^2(\omega) \gg 1$ for $|\omega| > \omega_c$.

Butterworth [20] foreslo å benytte $V^2(\omega) = (\omega/\omega_c)^{2N}$ [19, 20] for estimering av et lavpassfilter.

$$|H_B(j\omega)|^2 = \frac{1}{1 + \left(\frac{\omega}{\omega_c}\right)^{2N}}, \quad N = 1, 2, \dots \quad (4.26)$$

Dette filteret er plottet i figur 4.6, og denne viser at nøyaktigheten øker med ordenen av N .



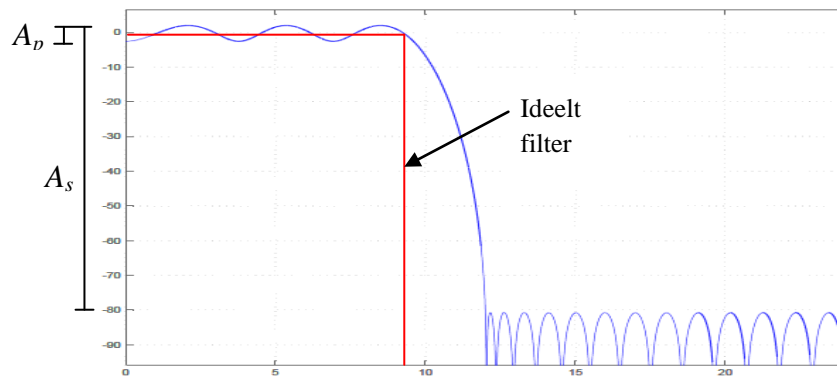
Figur 4.6: Butterworth lavpassfilter ved ulike orden

For høyere orden av Butterworth filteret blir tilnærmingen av det ideelle filteret bedre, og ved $N \rightarrow \infty$ vil Butterworth filteret gå mot dette [19].

Et Butterworth lavpassfilter defineres ved ordenen N og ved en øvre frekvensgrense ω_c . Frekvensgrensen er definert som den frekvensen som filteret har en amplitude på $|H_B(j\omega)| = 1/\sqrt{2}$, se figur 4.6. Filteret vil altså begynne å redusere amplituden til frekvensresponsfunksjonen allerede for lavere frekvenser enn den definerte øvre frekvensgrensen.

FIR filter

FIR filter kan tilnærmes med ulike funksjoner [19], men har ofte formen som vist på figur 4.7.



Figur 4.7: Tilnærmet FIR filter

Filteret defineres ved et maksimalt avvik rundt passeringsbåndet A_p og en maksimal amplitude ved stoppebåndet A_s , se figur 4.7. Ofte defineres enden av passeringsbåndet og stoppebåndet som frekvensgrenser.

FIR vs. IIR

For å unngå at filteret forstyrrer frekvensresponsfunksjonen utover å redusere amplituden til frekvensene som skal filtreres ut, bør følgende kriterium overholdes [19]:

$$\left| H(e^{j\omega}) \right| = \text{Konstant} \quad (4.27)$$

$$\angle H(e^{j\omega}) = \text{Lineær} \quad (4.28)$$

Dette vil si at amplituden til filteret skal være konstant, og fasefunksjonen skal være lineær. Dersom det første kriteriet ikke er oppfylt vil amplituden til frekvensresponsfunksjonen kunne forstyrres. Dette er mest kritisk i området som ikke skal filtreres ut, passeringsbåndet, og her bør derfor ikke amplituden forstyrres vesentlig.

Fasefunksjonen vil gi en forskyvning av signalet i tidsdomenet som vist i uttrykk (4.29) og (4.30) [19]:

$$y_k(t) = A_k \left| H(e^{j\omega}) \right| \cos(\omega t + \phi_k + \angle H(e^{j\omega})) \quad (4.29)$$

$$y_k(t) = A_k \left| H(e^{j\omega}) \right| \cos \left[\omega \left(t + \frac{\phi_k}{\omega} + \frac{\angle H(e^{j\omega})}{\omega} \right) \right] \quad (4.30)$$

Dersom denne fasevinkelen er ikke-lineær vil ikke denne faseforskyvningen være lik for alle frekvenskomponentene [19], noe som kan gi betydelige forstyrrelser av frekvensresponsfunksjonen. Dette unngås derimot ved lineære fasefunksjoner.

For FIR filtre er fasefunksjonen lineær, noe som ikke er tilfellet for de fleste IIR filtre. FIR filtre er derfor å foretrekke dersom en lineær fase er av avgjørende betydning. På den andre siden oppnår IIR filtre en god tilnærming til et ideelt filter ved lavere orden enn FIR filtre [19].

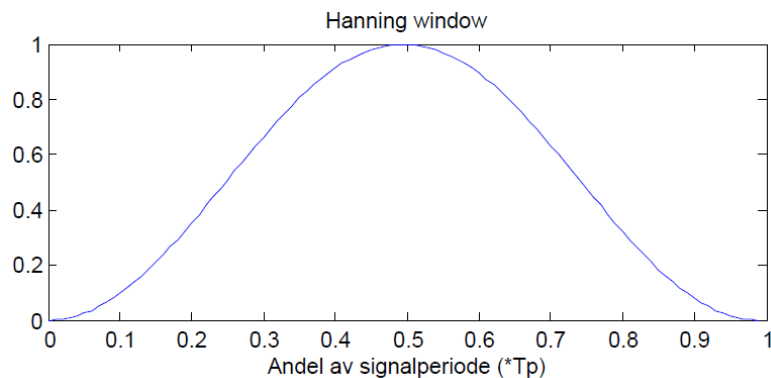
Hanning vinduet

For å redusere problemet med lekkasje kan signalet multipliseres med et vindu i tidsdomenet. Dette er funksjoner som reduserer amplituden til signalet i start- og/eller sluttdelene av signalet for å redusere viktigheten av hvordan frekvensperiodene går opp i signallengden. Det nye signalet $x'(t)$ blir da som følger [13]:

$$x'(t) = x(t)w(t) \quad (4.31)$$

der $w(t)$ er en vindusfunksjon og $x(t)$ er det opprinnelige signalet.

Et vindu som ofte brukes for å redusere lekkasjeeffekten er ”Hanning vinduet”, og dette er vist i figur 4.8



Figur 4.8: Hanning vinduet plottet med normalisert abscisse

4.2 Materialdempning

4.2.1 Viskøs og hysteresedempning

Det er hovedsaklig to typer materialdempning med ulike fysikalske årsaker, viskøs og hysteresedempning. I viskøs dempning er dempningskoeffisienten proporsjonal med deformasjonshastigheten. Denne effekten kommer fra viskoelastisk materialoppførsel hvor spenningene i materialet består av en elastisk del og en viskøs del.

En Voigt-Kelvin modell kan benyttes til å illustrere en slik oppførsel [21]:

$$\sigma = E\varepsilon + \eta\dot{\varepsilon} \quad (4.32)$$

der σ er spenningen, ε er tøyningen, E er elastitetsmodulen og η er den viskøse konstanten.

Denne typen dempning gir opphav til den hastighetsproporsjonale dempningen C i bevegelseslikningen, og dempningskoeffisienten ζ :

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = P(t) \quad (4.33)$$

$$\ddot{u}(t) + 2\zeta\omega\dot{u}(t) + \omega^2 u(t) = \frac{P(t)}{M} \quad (4.34)$$

$$\zeta = \frac{C}{2M\omega} \quad (4.35)$$

Hysteresedempning er et fellesbegrep for dempningsformer som kommer av energidissiperende mekanismer der pålastingskurven avviker fra avlastingskurven i et spenning-tøyningsforløp [12]. Her dissiperes energien gjennom deformasjon, og ikke deformasjonshastighet som for viskoelastiske materialer. Eksempler på slik oppførsel er stål som belastes inn i plastisk område, eller betong som sprekker opp ved en gitt belastning.

Felles for de to typene oppførsel er at begge gir hystereseploott ved syklisk belastning. Et mål for dempningen er mengden energi som dissiperes for hver syklus W_d [12]:

$$W_d = \oint F du \quad (4.36)$$

der F og u er energikonjugerte størrelser.

For lineære viskoelastiske materialer blir koblingen mellom dempningskoeffisient og energidissipasjon som følger [12]:

$$\eta_T = \frac{W_d}{2\pi U_{maks}} = \frac{\pi C \omega u_0^2}{2\pi \frac{1}{2} K u_0^2} = \frac{C}{M \omega} = 2\xi \quad (4.37)$$

4.2.2 Dempningsegenskaper for gummi

For å tilføre et system øket dempning er et alternativ å benytte materialer som har egenskaper som frembringer indre dempning i form av enten viskøs eller hysteresedempning. Slike materialer må innføres i systemet på en måte som gjør at det oppstår deformasjoner i materialet ved dynamisk vibrasjon i de vibrasjonsmodene som ønskes dempet ut.

Gummi er et viskoelastisk materiale [22], og kan benyttes på måten som beskrevet ovenfor for å tilføre dempning til et system dersom det er ønskelig å øke dempningen til ulike vibrasjonsmoder. Gummi har svært lav stivhet sett i konstruksjonsrelatert sammenheng, og det vil derfor ofte oppstå store deformasjoner i dette materialet dersom det plasseres riktig i systemet.

Mengden dissipert energi per tid i et viskoelastisk materiale er definert gjennom deformasjonseffekten P_d [21]:

$$P_d = \int \sigma \dot{\epsilon} dV \quad (4.38)$$

Deformasjonseffekten, og dermed også dempningen som avhenger av mengden dissipert energi, styres av både det momentane spenningsnivået og deformasjonshastigheten:

$$W_d = \int_0^{T_p} P_d dt \quad (4.39)$$

der T_p er en svingeperiode.

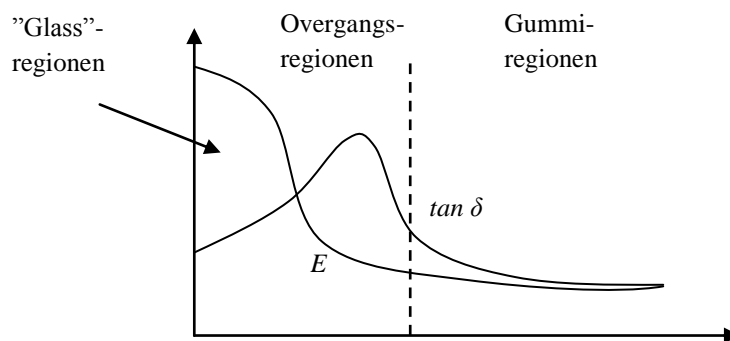
Gummi har som tidligere nevnt svært lav stivhet, men stivheten øker betraktelig ved lavere temperaturer. Ved romtemperatur endres stivheten med ca. 1 % per °C [22], og sensitiviteten er størst ved lave temperaturer, se figur 4.9. Dette vil ha en viss innvirkning på egenfrekvensene til konstruksjoner hvor gummi benyttes som dempningstiltak.

Temperaturen har også innvirkning på dempningen til materialet. Det kan vises at ved harmonisk respons for et viskoelastisk materiale vil tapstangenten δ kunne defineres som proporsjonal med forholdet mellom dissipert energi W_d og lagret tøyingsenergi W_s [23]:

$$\frac{W_d}{2W_s} = 2\pi \tan \delta \quad (4.40)$$

$$W_t = W_s + W_d \quad (4.41)$$

Tapstangenten sier altså noe om andel av den totale deformasjonsenergien W_t som dissiperes. Det vil si at jo høyere tapstangenten er, desto mer dempningseffektivt er materialet. I figur 4.9 fremkommer det at tapstangenten, i likhet med stivheten, er avhengig av temperaturen i materialet. Siden mengden energi som dissiperes er avhengig av både spenningsnivå og deformasjonshastighet, vil endringen i materialstivhet få innvirkning på dempningen. Øket materialstivhet gir mindre deformasjoner som reduserer den dissiperte energien, men svingefrekvensen vil øke og gi større deformasjonshastigheter. Øket materialstivhet vil også trekke til seg mer av lasten i systemet, og spenningene kan på den måten stige og gi økt deformasjonseffekt. Hvordan dempningen påvirkes av temperaturendringer er altså komplekst, men det fremkommer i figur 4.9 at tapstangenten optimaliseres ved en viss temperatur [22].



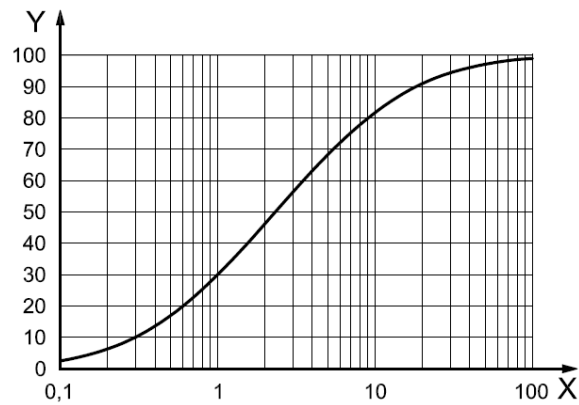
Figur 4.9: Temperatur og stivhet av gummimaterialer

4.2.3 Elastiske egenskaper for gummi

Gummi er et ikke-lineært viskoelastisk materiale, og ved store deformasjoner bør materialegenskapene representeres ved materialmodeller som tar høyde for dette. I enklere analyser kan det derimot ofte være tilstrekkelig å gjøre lineære beregninger for å gjøre estimater for eksempelvis svingeformer og egenfrekvenser til konstruksjoner. I slike analyser er det bare Poisson's ratio og elastisitetsmodulen som det er nødvendig å ha kjennskap til av mekaniske egenskaper. Gummi er et tilnærmet inkompressibelt materiale og har en Poisson's ratio svært nær 0,5 [22]. Stivhetsegenskapene til gummi oppgis sjelden ved elastisitetsmodul, men derimot ved hardhet.

Hardhet

Hardhetstesting av gummiaterialer er en enkel metode for å estimere de elastiske egenskapene til materialet. Det er utviklet standardiserte metoder for testing av hardhet som er beskrevet i ISO 48 [24]. Disse testene går ut på at en inntrengingsstav belastes imot gummiaterialet, og mengden inntrengning måles. Hardheten ligger mellom 0 og 100, der 0 representerer et materiale med elastisitetmodul lik 0, og 100 representerer et materiale med uendelig elastisitetmodul. En Shore A test er mest vanlig og benyttes for hardheter under 90 [22]. Hardheten målt fra en Shore A test kan relateres til elastisitetmodul som figur 4.10 viser.



Figur 4.10: Kobling mellom hardhet og E-modul for Shore A tester, der Y er E-modul i MPa og X er hardhet [24]

5 Analyse av anemometerkonstruksjon

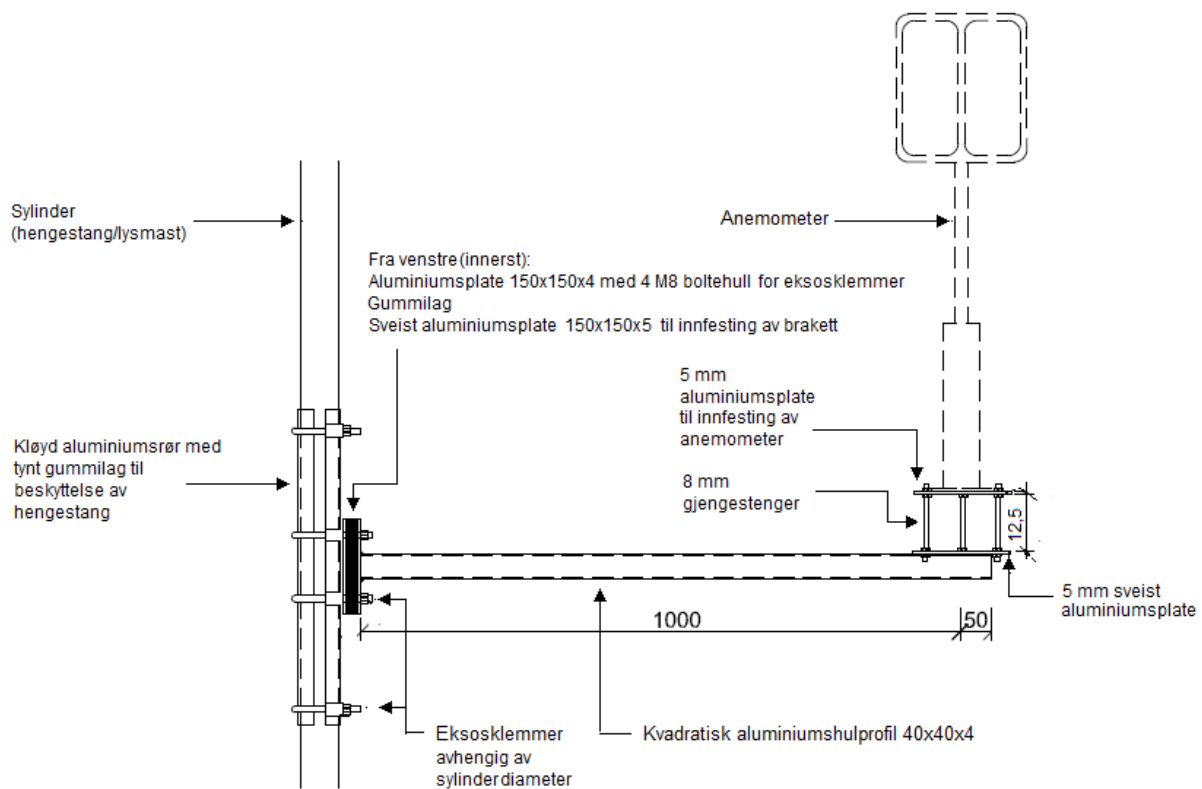
I dette kapittelet gjøres det dynamiske analyser og vibrasjonsforsøk av anemometerkonstruksjonen bestående av en aluminiumsbrakett og et anemometer. Anemometerkonstruksjonens dynamiske egenskaper, i form av egenfrekvenser, svingeformer og dempningsegenskaper, identifiseres og verifiseres. I tillegg til identifikasjon av de dynamiske egenskapene er et av hovedformålene i dette kapittelet å utarbeide analysemodeller som kan benyttes i videre betraktninger av utmatting og vindmålingsforstyrrelser i kapittel 6.

5.1 Beskrivelse av konstruksjonen

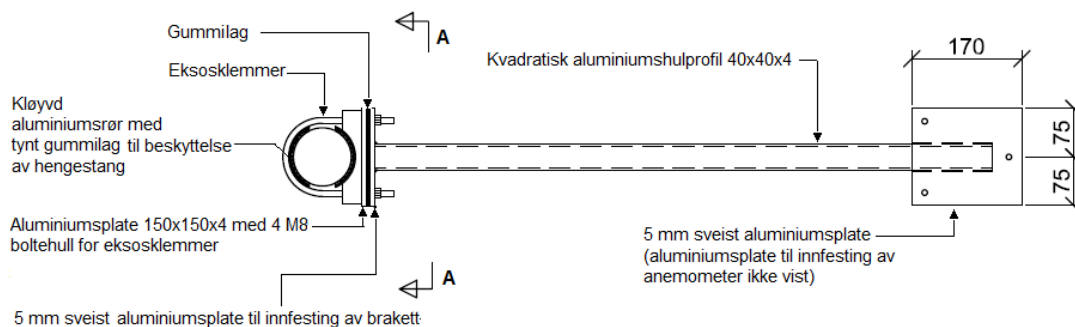
Det monteres anemometre langs brubanen for å måle vindhastigheter. Plasseringen av disse anemometrene styres av en rekke faktorer:

- Det bør ideelt sett monteres anemometre ved flere punkter i bruens lengderetning, og for hengebruer bør de i tillegg plasseres langs høyden av tårnene. På denne måten er det mulig å måle hvordan vinden korrelerer både horisontalt og vertikalt.
- Anemometrene bør plasseres nærme brubanen for å måle vindfeltet ved brukonstruksjonen best mulig, og dermed også den opptredende lasten.
- Anemometrene bør monteres langt nok unna brudekket, slik at ikke vindmålingene forstyrres i vesentlig grad av virvelavløsning rundt brutverrsnittet.
- Anemometrene bør monteres slik at effekten fra forstyrrelser på grunn av luftstrøm rundt konstruksjonsdelene de monteres til minimeres (hengestenger og lysmaster).
- Anemometrene bør monteres slik at de er utenfor rekkevidde for uvedkommende.

Disse kriteriene oppnås til en viss grad ved at anemometrene ble montert på en utragende brakett, til henholdsvis lysmaster på Bergsøysundbrua og hengestenger på Gjemnessundbrua, i en tilstrekkelig høyde over brubanen. Denne braketten er laget i aluminium og består av en 1050 mm lang utkrager av et kvadratisk hulprofil med festeanordning for ulike rørtverrsnitt, se figur 5.1.



OPPRISS



PLAN

Figur 5.1: Oppriss (øverst) og plan (nederst) av anemometerkonstruksjonen [8]. Snitt A-A er vist på figur 6.12.

Ved å benytte en slik utragende konstruksjon er det ulike effekter som bør undersøkes. Det er først og fremst ønskelig med minst mulig forstyrrelser i målingene av vindfeltet. Dersom selve anemometeret beveger seg med stor hastighet vil den relative vindhastigheten, mellom vinden og anemometerets bevegelse, registreres istedenfor vindfeltets faktiske hastigheter. Det er derfor ønskelig at anemometeret beveger seg så lite som mulig.

Utkragerarmen til denne konstruksjonen er sveiset til en innfestingsplate ved innspenningen. Det er altså en bærende sveis i konstruksjonens mest kritiske snitt. Dette er en ugunstig løsning med tanke på utmatting, og det er derfor nødvendig å gjøre analyser for å vurdere om dette vil være et problem. For å redusere risikoen for vindmålingsforstyrrelser og utmatting er det gjort ulike vurderinger for å innføre mer dempning i systemet, slik at responsutslag og antall lastsykluser reduseres.

For å kunne kartlegge de mulige vindmålingsforstyrrelsene, og om utmatting vil være et problem, var det nødvendig å bestemme de dynamiske egenskapene til anemometerbraketten og konstruksjonsdelene braketten festes til. Disse egenskapene er kartlagt gjennom FEM-analyser og dynamisk testing av de ulike komponentene.

5.2 Dempningstiltak

Før det ble innført dempningstiltak for anemometerkonstruksjonen hadde denne meget lave dempningskoeffisienter, se tabell 5.7. For å innføre mer dempning i systemet ble derfor effekten av å legge inn gummi ved innspenningen av braketten vurdert, se figur 5.1. Gummi er et viskoelastisk materiale som dissiperer energi proporsjonalt med tøyningshastigheten. Ved å benytte et slikt materiale et sted i konstruksjonen hvor deformasjonene er store, vil en øket mengde energi kunne dissipere ut av systemet. Det ble lagt inn gummi bak innfestingsplaten som var sveist til brakettarmen. For at gummien skulle kunne gi gunstig effekt for konstruksjonen ble det også lagt inn en ekstra bakplate mellom gummilaget og eksosklemmene rundt sylindren. Gummilagene kunne dermed klemmes fast som vist i figur 5.1. Analyser og tester med ulike antall lag av 5 mm tykk gummi ble gjennomført for å vurdere den optimale løsningen til dette formålet.

5.3 FEM-analyse

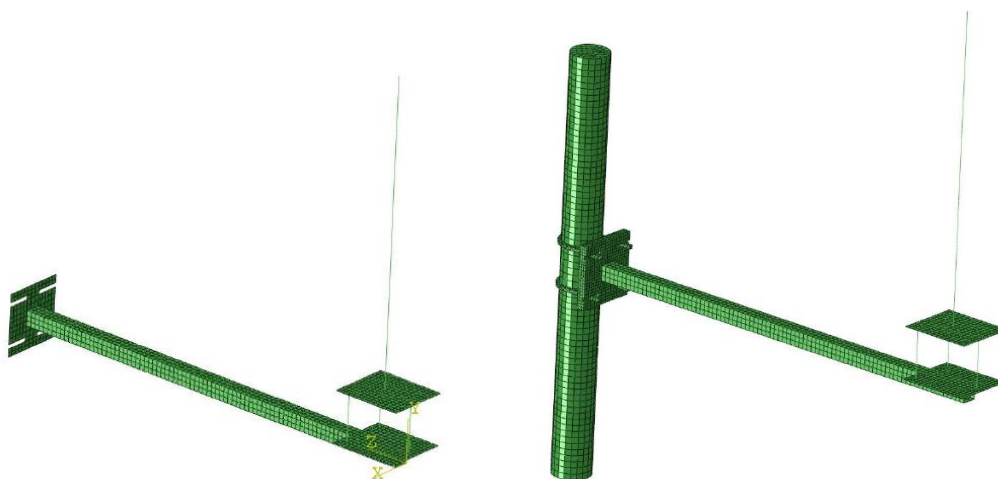
Modellering

Det ble gjort analyser av anemometerkonstruksjonen uten dempningstiltak, og med ett og to lag gummi. I vibrasjonstestene presentert i kapittel 5.4 er det også gjort forsøk med tre lag gummi, men det er ikke ansett som nødvendig å modellere også denne konfigurasjonen. Dette grunnet hovedformålet med analysene og konklusjoner trukket i kapittel 5.4.

Anemometerbraketten ble modellert i FEM-programmet Abaqus for å bestemme systemets egenfrekvenser og vibrasjonsformer. Abaqus er et multianalyseprogram, basert på FEM (*Finite Element Method*), som kan brukes til å løse en rekke feltproblemer numerisk. For FEM-analysene i denne rapporten er det benyttet versjon Abaqus/Standard 6.11 og 6.12 (Dassault Systemes, SIMULIA).

Geometri

Braketten ble montert i en massiv stålsylinder i laboratoriet til Institutt for konstruksjonsteknikk ved NTNU når de dynamiske testene ble gjennomført, se figur 5.2 og 5.8. I modellen uten dempningstiltak er ikke denne sylindren tatt med i modellen, se figur 5.2. I modellene med de ulike gummilagene er derimot hele denne stålsylinderen modellert for å få med effekten gummilagene har på de dynamiske egenskapene på en best mulig måte.



Figur 5.2: Anemometerkonstruksjonen modellert uten (t.v.) og med gummilag (t.h.)

Materialdata

Den solide stålstangen er modellert med egenskapene til vanlig konstruksjonsstål. Det samme er eksosklemmene og gjengestengene som er benyttet til å montere festeplaten for anemometeret, se figur 5.2. Materialeegenskapene for konstruksjonsstål er presentert i tabell 5.1

Tabell 5.1: Materialeegenskaper for konstruksjonsdeler av konstruksjonsstål [25]

| | |
|-------------------------------------|-------------------------|
| Elastisitetsmodul $E_{\text{stål}}$ | 210 000 MPa |
| Poisson's ratio ν | 0,3 |
| Densitet $m_{\text{stål}}$ | 7 850 kg/m ³ |

Materialeegenskapene for de ulike konstruksjonsdelene av aluminium som er benyttet for anemometerkonstruksjonen er gitt i tabell 5.2.

Tabell 5.2: Materialeegenskaper konstruksjonsdeler av aluminium [26]

| Konstruksjonsdel | Materiale | E-modul E_{Alu} [MPa] | Poisson's ratio ν | Densitet m_{alu} [kg/m ³] |
|------------------|--------------------|--------------------------------|-----------------------|--|
| Brakettprofil | EN AW 6082 T6 | 70 000 | 0,3 | 2 710 |
| Plater | EN AW 5052 H22/H32 | 70 000 | 0,3 | 2 710 |

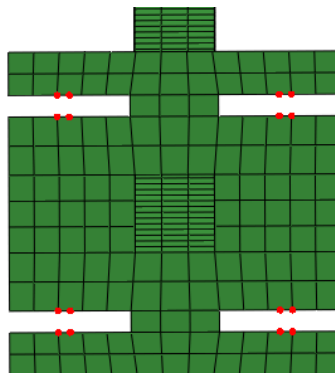
Egenskapene til gummimaterialet var det noe mer komplisert å bestemme, da det ikke har vært mulig å få kjennskap til materialdataene av gummi som er benyttet. Ved en kvalitativ sammenlikning med et gummimateriale som har en hardhet på Shore A 70, ble hardheten til den benyttede gummi estimert til Shore A 50. Ved å benytte figurer for estimering av elastisitetsmodul basert på Shore A hardhet i ISO 48 og Brown [22, 24] (se figur 4.10), ble elastisitetsmodulen identifisert etter metoden beskrevet i kapittel 4.2.2. Gummi er et tilnærmet inkompressibelt materiale [22], og dette indikerer en Poisson's ratio opp imot 0,5. Tettheten til gummimaterialer varierer i stor grad. Grunnet gummimaterialets plassering i konstruksjonen vil densiteten ha liten innvirkning på de dynamiske egenskapene, og det ble derfor benyttet en tilnærmet verdi som fremkommer ved bruk av ulike tetthetskalkulatorer [27, 28]. På bakgrunn av dette ble materialegenskapene gitt i tabell 5.3 benyttet i modelleringen av gummimaterialene.

Tabell 5.3: Materialeegenskaper gummi

| | |
|--------------------------------------|------------------------|
| Elastisitetsmodul E_{Gummi} | 2,5 MPa |
| Poisson's ratio ν | 0,48 |
| Densitet m_{gummi} | 1522 kg/m ³ |

Randbetingelser

I modellene uten gummi, ble randbetingelsene innført ved fastholding av nodene i nærheten av der festeplaten ble klemmt fast av eksosklemmene, se figur 5.3.



Figur 5.3: Randbetingelser for modell uten gummi. Fastholdingspunkter indikert med rødt

Randbetingelsene for modellene med gummi ble innført ved fastholding av hver ende av den massive stålsylindren. Dette er randbetingelser som må anses som en god beskrivelse av virkeligheten, spesielt for de viktige lavfrekvente vibrasjonsmodene.

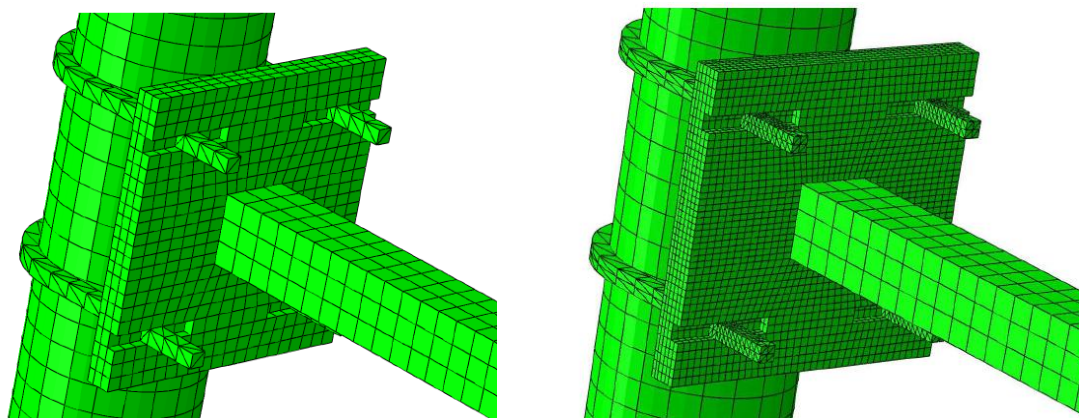
Elementer og elementinndeling

Anemometerkonstruksjonen uten dempningstiltak er modellert med 8-nodede tredimensjonale skallelementer (S8R). Selve anemometeret ble modellert med sirkulære 3-nodede bjelkeelementer. Kombinasjonen mellom disse gir kompatibilitet i felles noder, da begge elementtypene har både rotasjons- og translasjonsfrihetsgrader.

For å kunne modellere gummilagene ble det benyttet kubeformede volumelementer med 20 noder (C3D20R). Utkragerarmen og anemometeret ble her modellert på samme måte som for modellen uten dempningstiltak, med henholdsvis skallelementer og bjelkeelementer. Kombinasjon av skallelementer og volumelementer gir ikke fullstendig kompatibilitet i nodene, da volumelementene ikke har rotasjonsfrihetsgrader. Abaqus vil allikevel koble sammen translasjonsfrihetsgradene, og dette anses til å gi tilstrekkelig kompatibilitet for denne analysens formål.

For å sikre konvergens ble det gjennomført analyser med to forskjellige elementinndelinger i innspenningsdetaljen for modellen med ett lag gummi. Det er ved innspenningsdetaljen de største deformasjonene oppstår, og dermed kreves det best presisjon ved denne delen av modellen. Elementstørrelsen ble tilnærmet halvert fra "Mesh 1" til "Mesh 2", og disse analysene ble for enkelhetsskyld gjennomført på en modell uten anemometeret modellert.

De to elementnettene er vist i figur 5.4, og effekten av den finere elementinndelingen er vist i tabell 5.4.



Figur 5.4: Mesh 1 (t.v.) og Mesh 2 (t.h.)

Tabell 5.4: Resultater av egenfrekvensene for Mesh 1 og Mesh 2 for modell med ett lag gummi og uten anemometer

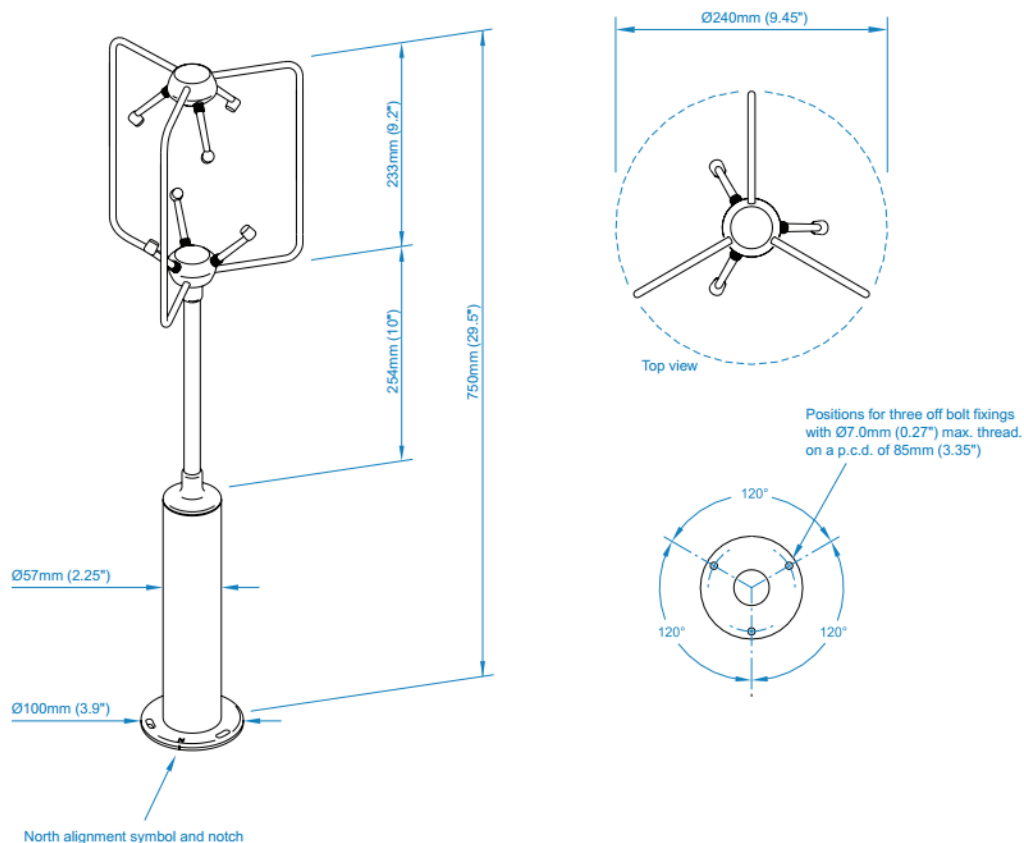
| Mode No. | Mesh 1 [Hz] | Mesh 2 [Hz] | Mesh 2/Mesh 1 [%] |
|----------|-------------|-------------|-------------------|
| 1 | 14,43 | 13,82 | 96 |
| 2 | 14,52 | 13,86 | 96 |
| 3 | 148,85 | 148,03 | 100 |
| 4 | 149,48 | 148,92 | 100 |

Det fremkommer i tabell 5.4 at resultatene fra de to elementinndelingene er relativt like, og at analysen dermed konvergerer. Det vurderes derfor at *Mesh 1* er tilstrekkelig fint, og av hensyn til CPU tid (Central Processing Unit) for de videre analysene er dette elementnettet benyttet.

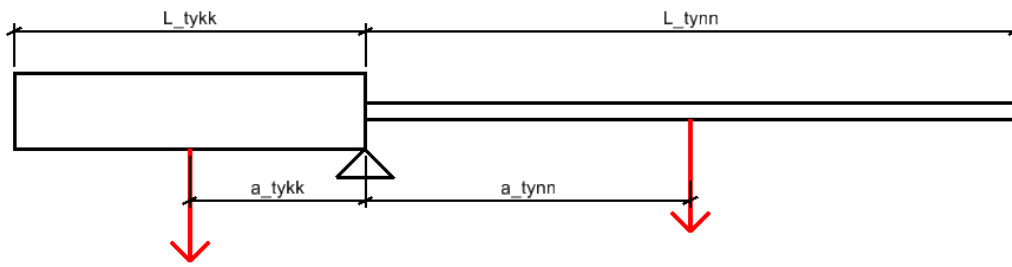
Modellering av anemometer

Ved modelleringen av anemometeret ble det ikke lagt hovedvekt på hvordan selve anemometeret oppførte seg lokalt, men hvilken innvirkning det monterte anemometeret ville ha på braketten og systemet i sin helhet. Anemometeret ble derfor ikke modellert i detalj, men innført som en ekvivalent modell bestående av bjelkeelementer for å gjøre analysen mindre beregningstung.

Den ekvivalente modellen er etablert basert på tyngdepunktets plassering og den totale egenvekten til anemometeret. Tyngdepunktet ligger ca. 260 mm fra bunnen og den totale vekten er 1,7 kg [6]. Basert på dette er de ekvivalente tyngdetetthetene for den tykke og den tynne delen av anemometeret beregnet ut ifra en modell hvor tverrsnittet er antatt massivt. Dette for å gjenskape de faktiske treghetsmomentene anemometeret bidrar med. Kronen ved måleområdet av anemometeret modelleres forenklet som en del av den tynne delen av den ekvivalente modellen, se figur 5.5.



Figur 5.5: Dimensjoner for anemometeret, "Gill Windmaster Pro 3D Ultrasonic" [6]



Figur 5.6: Ekvivalent modell av anemometer

Følgende egenskaper er kjent for anemometeret, se figur 5.5:

- Den totale massen: $M_{tot}=1,7 \text{ kg}$
- Lengde tykk del: $L_{tykk}=263 \text{ mm}$
- Lengde tynn del: $L_{tynn}=487 \text{ mm}$
- Arm til tyngdepunkt, tykk del: $a_{tykk}=129 \text{ mm}$
- Arm til tyngdepunkt, tynn del: $a_{tynn}=246 \text{ mm}$
- Diameter tykk del: $d_{tykk}=57 \text{ mm}$
- Diameter tynn del: $d_{tynn}=12 \text{ mm}$

De ekvivalente tyngdetetthetene for den tykke og tynne delen til den ekvivalente modellen av anemometeret beregnes ved å ta utgangspunktet i momentlikevekt om det kjente tyngdepunktet:

$$\sum M = 0 \quad (5.1)$$

$$\rho_{tykk} A_{tykk} L_{tykk} a_{tykk} - \rho_{tynn} A_{tynn} L_{tynn} a_{tynn} = 0 \quad (5.2)$$

der a_{tykk} og a_{tynn} er momentarmene til egenvekten av henholdsvis den tykke og tynne delen av anemometeret. Videre gir dette:

$$\frac{\rho_{tynn}}{\rho_{tykk}} = \frac{A_{tykk} L_{tykk} a_{tykk}}{A_{tynn} L_{tynn} a_{tynn}} = 6,352 \quad (5.3)$$

Total masse M_{tot} kan dermed beregnes som følger:

$$M_{tot} = \rho_{tykk} A_{tykk} L_{tykk} + \rho_{tynn} A_{tynn} L_{tynn} = \rho_{tykk} \left(A_{tykk} L_{tykk} + \frac{\rho_{tynn}}{\rho_{tykk}} A_{tynn} L_{tynn} \right) \quad (5.4)$$

Deretter bestemmes de ekvivalente tyngdetetthetene som følger:

$$\rho_{tykk} = \frac{M_{tot}}{A_{tykk} L_{tykk} + \frac{\rho_{tynn}}{\rho_{tykk}} A_{tynn} L_{tynn}} = 1665 \text{ kg} / \text{m}^3 \quad (5.5)$$

$$\rho_{tynn} = 6,352 \rho_{tykk} = 10577 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad (5.6)$$

Den lave tyngdetettheten til den tykke delen kommer av at tverrsnittet er beregnet som massivt, noe som ikke er tilfellet i virkeligheten. Den høye ekvivalente tyngdetettheten til den tynne delen kommer av at anemometeret har større vekt i toppen i virkeligheten enn i den ekvivalente modellen.

Anemometeret er modellert i to deler, hvor den tykke delen er gitt en tyngdetetthet på $\rho_{tykk} = 1665 \text{ kg/m}^3$, og den tynne delen er gitt en tyngdetetthet på $\rho_{tynn} = 10577 \text{ kg/m}^3$, i henhold til beregningene ovenfor. Begge materialene modelleres med de elastiske egenskapene til konstruksjonsstål.

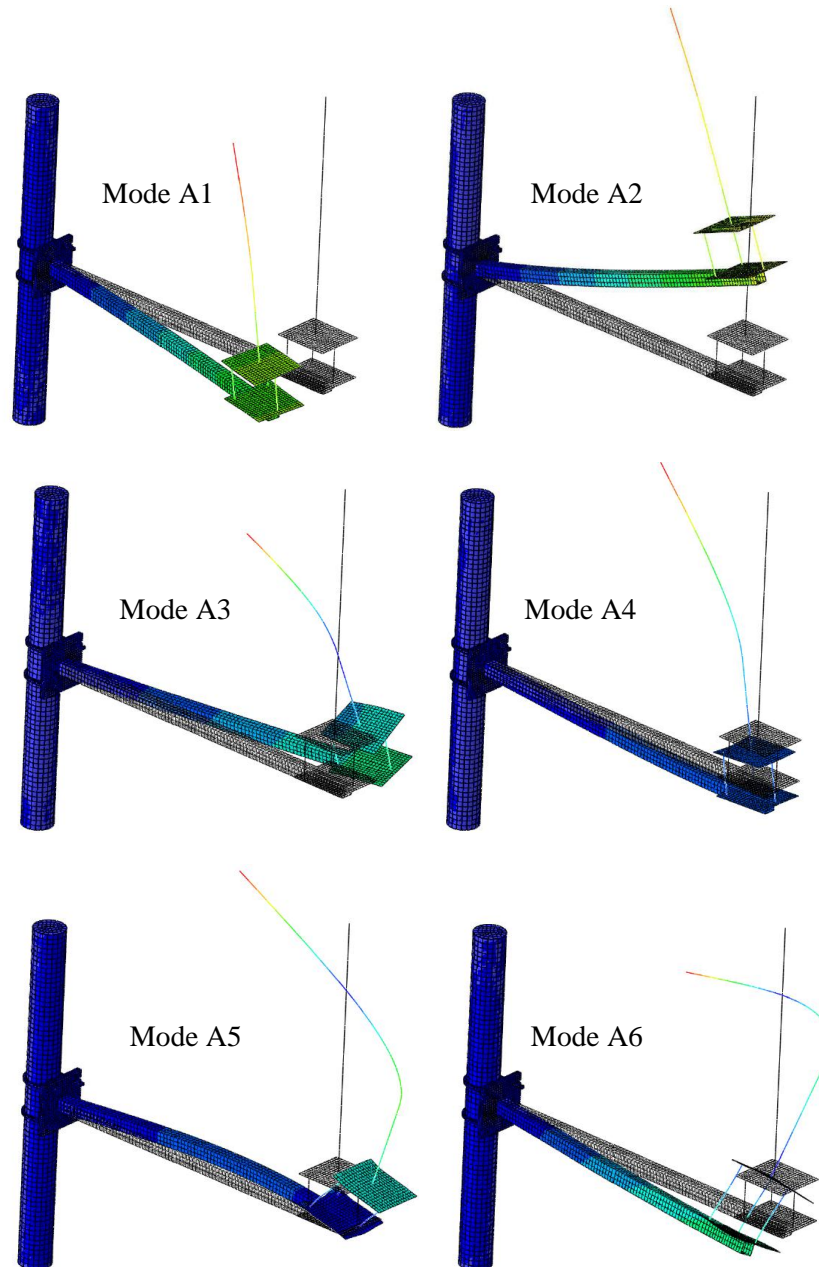
Ved å modellere anemometeret med bjelkeelementer vil sammenføyingen mellom anemometer og skallelementene i braketten skje gjennom ett konsentrert punkt. For å ta hensyn til dette gis skallelementene i direkte nærhet til dette punktet en ekstra stivhet i form av stivhetsegenskapene til en 5 mm tykk stålplate. Dette skal representere anemometerets bunn som er en sirkulær plate med en ca. tykkelse på 5 mm, se figur 5.5.

Resultater

Det ble gjennomført modale analyser i Abaqus for å beregne egenfrekvensene til anemometerkonstruksjonen. De seks laveste vibrasjonsmodene er presentert i tabell 5.5, og svingeformene er plottet i figur 5.7. Nummeret til hver vibrasjonsmode for anemometerkonstruksjonen er markert med "A" foran nummeret, for å enklere skille mellom de ulike modale analysene som beskrives i denne rapporten.

Tabell 5.5: Resultater for de seks laveste egenfrekvensene ved ulike antall lag gummi

| Ant. gummilag | Mode A1 [Hz] | Mode A2 [Hz] | Mode A3 [Hz] | Mode A4 [Hz] | Mode A5 [Hz] | Mode A6 [Hz] |
|---------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| Ingen | 7,17 | 7,74 | 16,52 | 16,79 | 52,58 | 59,00 |
| 1 lag | 6,94 | 7,12 | 16,96 | 17,97 | 52,96 | 58,86 |
| 2 lag | 7,04 | 7,30 | 16,42 | 16,87 | 52,73 | 58,81 |



Figur 5.7: Svingeformene til de seks første vibrasjonsmodene til anemometerkonstruksjonen

5.4 Testing av dynamiske egenskaper

Det ble gjennomført ulike vibrasjonstester av anemometerkonstruksjonen på laboratoriet til Institutt for konstruksjonsteknikk ved NTNU for å kunne verifisere FEM-modellene og de beregnede egenfrekvensene, og for å estimere de modale dempningskoeffisientene.

Metode

Anemometerkonstruksjonen ble montert til en massiv stålsylinder ved hjelp av eksosklemmer, se figur 5.8. Anemometerkonstruksjonen ble først testet uten lag med gummi, og dermed uten

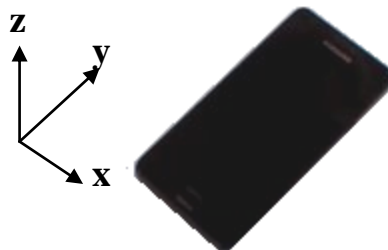
bakplate. Deretter ble den testet med en, to og tre lag gummi. De fire laveste vibrasjonsmodene, identifisert fra FEM-modellen, ble eksitert i fri vibrasjon ved å forskyve og slippe anemometerkonstruksjonen til fri svingning. Disse eksitasjonstilfellene er nærmere beskrevet senere i kapittelet. Testene for hvert eksitasjonstilfelle ble gjennomført fem ganger for å estimere egenfrekvenser og dempning. Responssignalene ble videre behandlet i Matlab R2011a (Mathworks, Inc), der det er gjort Fouriertransformasjoner av signalene. Egenfrekvensene kunne dermed bestemmes ved *peak picking*-metoden som beskrevet i kapittel 4.1.1.



Figur 5.8: Testing av anemometerkonstruksjon på laboratoriet til Institutt for konstruksjonsteknikk ved NTNU

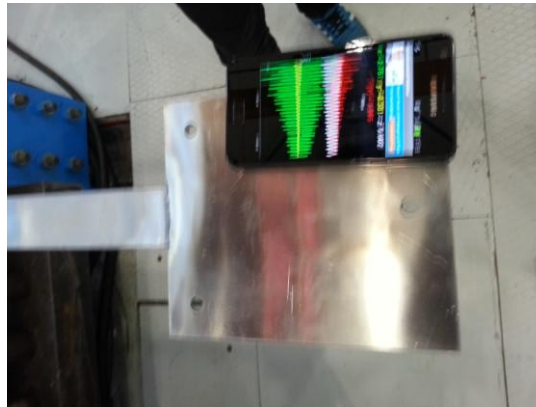
Målingene av testene ble utført ved å bruke en Samsung S2 smarttelefon. En applikasjon, ”Akselerometer Monitor”, ble benyttet til å gjennomføre målingene. Denne måler akselerasjoner i tre ortogonale retninger definert på følgende måte:

- Positiv x-retning er definert i retning mot høyre i skjermplanets bredderetning
- Positiv y-retning er definert i retning oppover i skjermplanets lengderetning
- Positiv z-retning er definert i retning vertikalt oppover i skjermplanets tykkelsesretning



Figur 5.9: Definisjon av akser for mobilapplikasjonen "Akselerometer Monitor"

Digitaliseringsfrekvensen ble innstilt til maksimalverdien på 100 Hz. Dette gav en Nyquistfrekvens på 50 Hz, og egenfrekvenser høyere enn dette kunne dermed ikke måles. Mobiltelefonen ble teipet fast med sølvteip på endeplaten til braketten, se figur 5.10. Mobiltelefonen ble plassert litt ut mot siden av denne platen for å sikre at rotasjonsmoder kunne registreres. Målingene gav tidsserier med akselerasjoner i x, y og z-retning.



Figur 5.10: Montering av mobiltelefon for måling av akselerasjoner

For å eksitere de fire laveste vibrasjonsmodene, identifisert ved FEM-analysen, ble tre ulike eksitasjonsmetoder benyttet. Mode A1 og A3, som gav utslag i horisontalretning (målt i x-retning), ble eksitert ved en ren horisontal forskyvning av brakettarmens ende. For å eksitere de to vertikale modene, A2 og A4, var det derimot nødvendig med to ulike eksitasjonstilfeller. Ren vertikal forskyvning av brakettens ende gav en tilnærmet ren harmonisk svingning av kun mode A2. For å eksitere mode A4 ble braketten presset ned, samtidig som toppen av anemometeret ble trukket inn mot innfestningen. De tre eksitasjonstilfellene benevnes ”H”, ”V1” og ”V2” som følger:

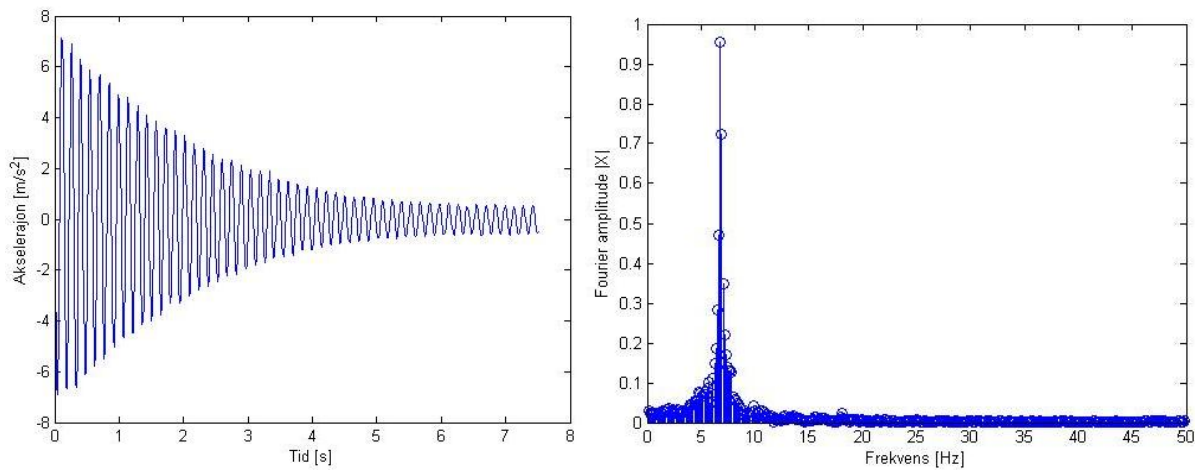
- H: Horisontal forskyvning av brakettende
- V1: Vertikal forskyvning av brakettende
- V2: Forskyvning av topp anemometer og vertikal forskyvning av brakettende

I figur 5.11-5.13 er det vist signaler i både tids- og frekvensdomenet for testtilfelle 3 av anemometerkonstruksjonen med to lag gummi for henholdsvis eksitasjonstilfelle V1, H og V2. Responssignalet viste seg å være en praktisk talt dempet harmonisk svingning for mode A2 ved eksitasjonstilfelle V1, se figur 5.11. Ved eksitasjonstilfelle H ble både mode A1 og A3 eksitert. Dette kan likevel tilnærmet sees på som en dempet harmonisk fri svingning for mode A1, ettersom det kun var innslag av fluktuasjon med lite utslag fra mode A3 rundt den laveste vibrasjonsmoden, se figur 5.12. For å kunne eksitere mode A4 var det nødvendig med eksitasjonstilfellet V2, som gav respons fra både mode A2 og A4 på tilsvarende måte som eksitasjonstilfellet H for A1 og A3, se figur 5.13.

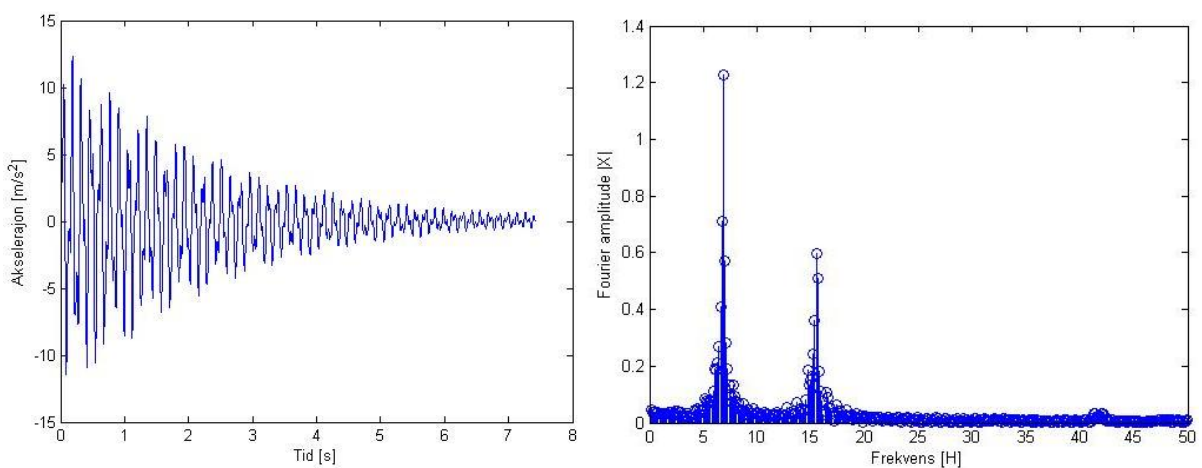
Basert på det overnevnte ble responssignalet fra eksitasjonstilfelle H forenklet betraktet som et én-frihetsgradssystem for mode A1. Mode A3 gir kun en liten harmonisk fluktuasjon om mode A1, og det er en tydelig asymptotisk demping om topppunktene som blir studert for å

estimere dempning. Dette gjorde det mulig å anslå dempningskoeffisienter også for mode A1, i tillegg til mode A2, ved metoden med logaritmisk dekrement som beskrevet i kapittel 4.1.3. Denne metoden ble vurdert til å gi de beste estimatene av dempningskoeffisientene for begge modene sammenlignet med *half-power*-metoden beskrevet i kapittel 4.1.3. Dette til tross for den forenklete tilnærmingen av signalet fra eksitasjonstilfellet H til en dempet harmonisk svingning for et én-frihetsgradssystem, og at toppunktene benyttet til måling av de logaritmiske dekrementene også vil bli dempet av den modale dempningskoeffisienten til de mode A3 for eksitasjonstilfellet H.

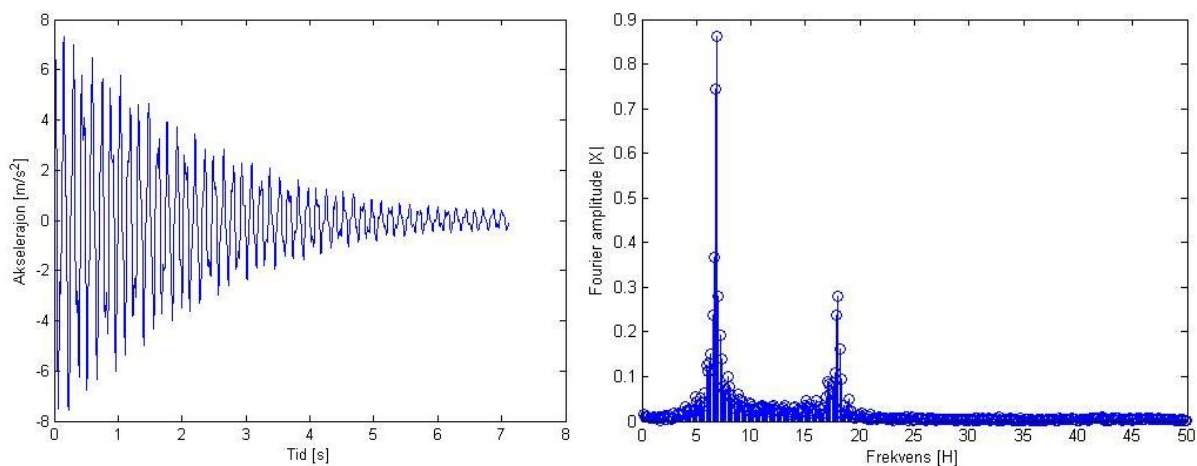
Dempningskoeffisientene ble estimert basert på kun én eksitasjon for hver av forsøkskonfigurasjonene. Signalet som gav medianen av den målte egenfrekvensen ble benyttet til dette.



Figur 5.11: Signalet fra forsøk 3 av anemometerkonstruksjon med 2 lag gummi ved eksitasjonstilfelle V1 (mode A2) vist i tids- og frekvensdomenet



Figur 5.12: Signalet fra forsøk 3 av anemometerkonstruksjon med 2 lag gummi ved eksitasjonstilfelle H (mode A1 og A3) i tids- og frekvensdomenet



Figur 5.13: Signalet fra forsøk 3 av anemometerkonstruksjon med 2 lag gummi ved eksitasjonstilfelle V2 (mode A2 og A4) i tids- og frekvensdomenet

Half power-metoden er ikke å anbefale for lavt dempede systemer, men for analyser senere i rapporten var det nødvendig å kunne gjøre et estimat for dempningskoeffisientene til mode A3 og A4 for systemet med dempningstiltaket som tilslutt ble valgt. For å kunne gjøre estimater for dempningen til mode A3 og A4 ble derfor *half power*-metoden benyttet på auto-spektraltettheter estimert med Burgs metode med orden 30.

Resultater

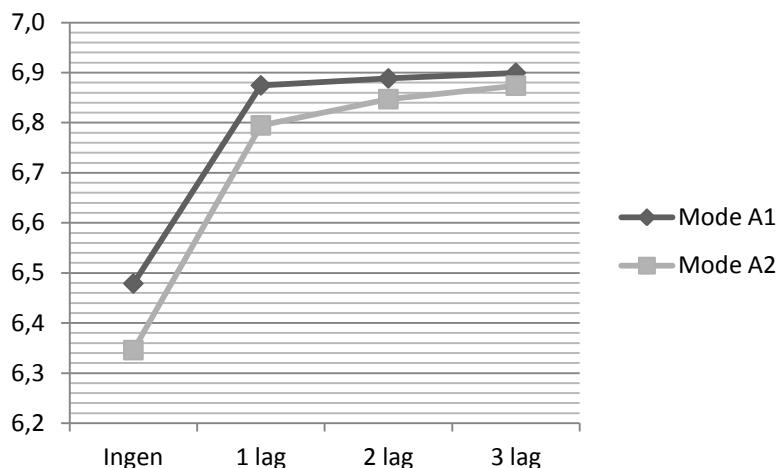
Effekt av dempningstiltak

I tabell 5.6 er egenfrekvensene for de ulike vibrasjonsmodene til anemometerkonstruksjonen vist. For de laveste modene er det en tendens at egenfrekvensen stiger ved et øket antall lag gummi, se figur 5.14. Økningen fra ingen, til ett lag gummi kan komme av at det, i tillegg til gummi, legges inn en ekstra bakplate i innfestingen som gummien klemmes mot. Dette gjør at systemet tilføres øket stivhet i innfestingen, og resulterer i høyere egenfrekvenser.

Økningen fra ett til to lag gummi gir også en stigning i egenfrekvenser. Dette kan umiddelbart virke rart da det tilføres et materiale med lav stivhet som i utgangspunktet vil redusere egenfrekvensene. Dette kan imidlertid forklares ved at den totale bøyestivheten til innspenningen øker ved at avstanden mellom aluminiumsplatene blir større.

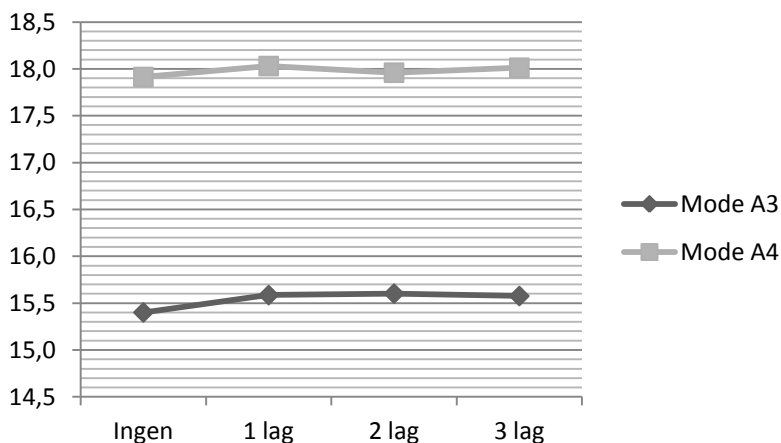
Tabell 5.6: Egenfrekvenser for de ulike vibrasjonsmodene til anemometerkonstruksjonen ved ulike dempningstiltak. Alle verdier i Hz.

| Gummi lag | Mode A1 | Std. avvik | Mode A2 | Std. avvik | Mode A3 | Std. avvik | Mode A4 | Std. avvik |
|-----------|---------|------------|---------|------------|---------|------------|---------|------------|
| Ingen | 6,479 | 0,012 | 6,346 | 0,028 | 15,401 | 0,017 | 17,914 | 0,021 |
| 1 | 6,874 | 0,006 | 6,794 | 0,028 | 15,586 | 0,028 | 18,031 | 0,037 |
| 2 | 6,888 | 0,019 | 6,847 | 0,023 | 15,602 | 0,034 | 17,960 | 0,019 |
| 3 | 6,899 | 0,019 | 6,874 | 0,041 | 15,576 | 0,036 | 18,013 | 0,036 |



Figur 5.14: Variasjon av egenfrekvenser ved ulike dempningstiltak mode A1 og A2

Innvirkningen på egenfrekvensene til de to laveste vibrasjonsmodene ved innføring av dempningstiltak er betydelig grunnet at mye av deformasjonene til disse modene foregår i innspenningen. Dette er ikke tilfellet i like stor grad for mode A3 og A4. Dette resulterer i at antall lag gummi har mindre innvirkning på egenfrekvensene, se figur 5.15.

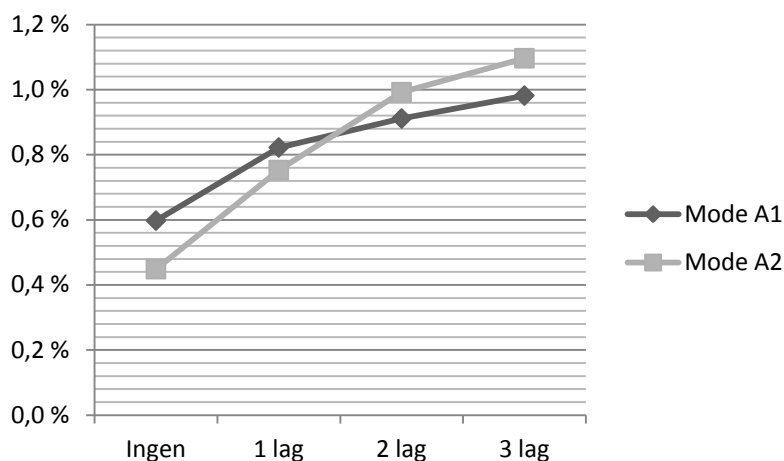


Figur 5.15: Variasjon av egenfrekvenser ved ulike dempningstiltak for mode A3 og A4

I tabell 5.7 er de modale dempningskoeffisientene gitt.

Tabell 5.7: Dempningskoeffisientene for de laveste vibrasjonsmodene. Alle verdier er gitt i prosent

| Gummilag | Mode A1 | Mode A2 | Mode A3 | Mode A4 |
|----------|---------|---------|---------|---------|
| Ingen | 0,60 | 0,45 | - | - |
| 1 | 0,82 | 0,75 | - | - |
| 2 | 0,91 | 0,99 | 0,60 | 0,22 |
| 3 | 0,98 | 1,10 | - | - |



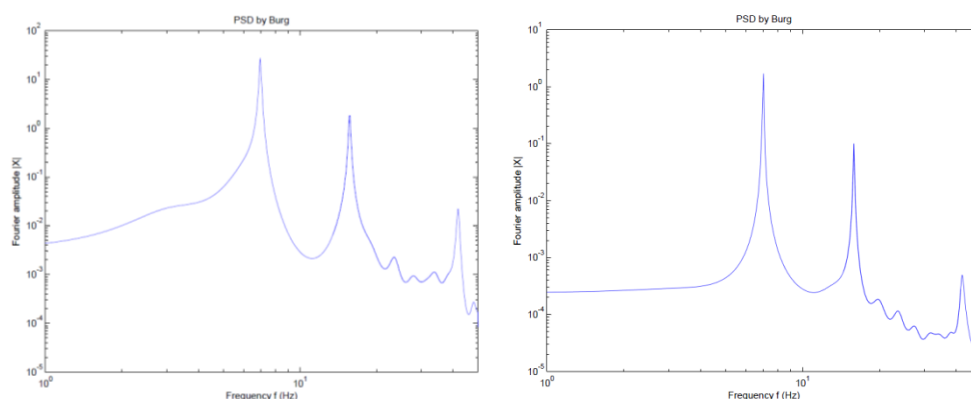
Figur 5.16: Dempningskoeffisient for ulike dempningstiltak

Innføring av gummi ved innfestingen gir som ventet stor innvirkning på dempningskoeffisientene, og ansees som et godt dempningstiltak.

Ved å benytte flere lag gummi kreves lengre eksosklemmer ved innfestingen av anemometerbraketten, og dette gir komplikasjoner ved monteringen. På bakgrunn av dette og at egenfrekvensene til konstruksjonen heller ikke får noen stor endring i ønsket retning ved å øke fra to lag gummi til tre, ble det vurdert at to lag gummi ville være den mest hensiktsmessige konfigurasjonen. Det ble dermed valgt to lag gummi, og de videre beregningene i denne rapporten er basert på dette.

Grunnet valget av to lag gummi ble dempningskoeffisientene for mode A3 og A4 til systemet med to lag gummi også beregnet, se tabell 5.7. Disse ble beregnet med *half-power*-metoden, og bør derfor vurderes som grove estimater. Disse kan ikke antas å ha samme presisjon som dempningskoeffisientene estimert for de laveste vibrasjonsmodene.

I figur 5.17 er auto-spektraltetthetene for signalene fra eksitasjonstilfellene H og V1 plottet, basert på et av forsøkene som ble benyttet til å estimere dempningskoeffisientene til henholdsvis mode A3 og A4. Disse er bestemt ved Burgs metode med en orden på 30.



Figur 5.17: Auto-spektraltettheten til et av signalene fra eksitasjonstilfelle H (mode A1 og A3) (t.v.) og eksitasjonstilfelle V2 (mode A2 og A4) (t.h.) estimert ved Burgs metode med orden 30

Eigenfrekvenser og modellverifikasjon

En tommelfingerregel for verifikasjon av FEM-modeller er at de bør kunne representere de faktiske egenfrekvensene innenfor et avvik på ca. 10 % [29]. For å kunne modellere anemometerkonstruksjonen slik den monteres på bruene, er det nødvendig å kunne verifisere om modellene er tilstrekkelig gode. Ved å sammenlikne FEM-modellen med de målte frekvensene i laboratoriet er det mulig å anslå kvaliteten av modellen. Ved å benytte FEM-modellen kan det estimeres høyere egenfrekvenser enn de som ble målt i vibrasjonstestene, i tillegg til at svingeformene kan visualiseres. De målte egenfrekvensene er sammenliknet med de modellerte frekvensene i tabell 5.8.

Tabell 5.8: Sammenlikning av målte og modellerte egenfrekvenser

| Konfigurasjon | Frekvens | Mode A1 | Mode A2 | Mode A3 | Mode A4 | Mode A5 | Mode A6 |
|---------------|----------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Uten gummi | Målt [Hz] | 6,48 | 6,35 | 15,40 | 17,91 | - | - |
| | Modellert [Hz] | 7,17 | 7,74 | 16,520 | 16,79 | 52,58 | 59,00 |
| | Avvik [%] | 9 | 18 | 6 | -6 | N/A | N/A |
| Ett lag gummi | Målt [Hz] | 6,87 | 6,79 | 15,59 | 18,03 | - | - |
| | Modellert [Hz] | 6,94 | 7,12 | 16,96 | 17,97 | 52,96 | 58,86 |
| | Avvik [%] | 1 | 5 | 8 | 0 | N/A | N/A |
| To lag gummi | Målt [Hz] | 6,89 | 6,85 | 15,60 | 17,96 | - | - |
| | Modellert [Hz] | 7,04 | 7,30 | 16,42 | 16,87 | 52,73 | 58,81 |
| | Avvik [%] | 2 | 6 | 5 | -6 | N/A | N/A |

Diskusjon

Det er en tendens med økende egenfrekvenser ved øket antall lag gummi for de laveste vibrasjonsmodene i resultatene fra FEM-analysene. Det bør imidlertid merkes at direkte sammenligning mellom modellene med og uten gummi vil være knyttet til usikkerhet, da de er modellert på ulike måter. Økningen i egenfrekvenser ved å øke fra ett til to lag gummi gir derimot grunnlag for å støtte opp under den registrerte tendensen med økende egenfrekvens ved et øket antall gummilag.

FEM-modellene har, med unntak av mode A2 for modellen uten gummi, avvik fra de målte egenfrekvensene på under 10 %. Disse avvikene kommer av ulike tilnæringer som er gjort i modelleringen. De største avvikene kan forventes å komme av tilnæringer i randbetingelser og av modelleringen av anemometeret.

For modellene uten gummi er ikke eksosklemmene og stålsylinderen, som ble benyttet til å feste anemometerkonstruksjonen under forsøkene, modellert. Her ble randbetingelsene innført som total innfesting i punktene eksosklemmene ble montert, og dette vil gi en stivere modell enn for forsøkene. Dette gjenspeiles i at de laveste egenfrekvensene overestimeres i modellene uten gummi, i større grad enn for modellene med gummi.

Anemometeret er modellert med en beregnet ekvivalent modell for å gjenskape anemometerets innvirkning på brakettens vibrasjoner på en tilnærmet måte. Anemometerets geometri er ikke modellert nøyaktig, og dette vil kunne gi ulike utslag på vibrasjonsmodene. Det forventes at stivheten til modellen av anemometeret er noe overestimert, da tverrsnittene

er modellert som massive istedenfor de faktiske rørprofilene. Dette gir tilsynelatende ikke betydelige utslag for egenfrekvensene til mode A1 til A4. Grunnen til at disse ikke overestimeres kan komme av en kombinasjon av at detaljen rundt innfestingen av anemometeret til selve braketten underestimerer den faktiske oppførselen, og at store deler av deformasjonene til disse modene skjer i brakett delen. Det må imidlertid forventes at egenfrekvensene til mode A5 og A6 vil overestimeres grunnet den overestimerte stivheten til anemometeret, da mye av deformasjonen i disse svingeformene oppstår lokalt i anemometerkonstruksjonen.

Det fremkommer av tabell 5.8 at ikke egenfrekvensene til mode A5 og A6 er registrert i forsøkene på laboratoriet. Egenfrekvensen til mode A5, anslått i FEM-modellen, ligger så vidt over Nyquistfrekvensen til akselerometeret benyttet i forsøkene, men ettersom det forventes at de modellerte frekvensene til mode A5 og A6 er noe overestimert kan det allikevel argumenteres for at denne moden burde blitt registrert i forsøkene. Ved å betrakte svingeformen til mode A5 (se figur 5.7) fremkommer det derimot at denne moden har et svært lavt utslag der akselerometeret ble montert under forsøkene, noe som kan være en medvirkende årsak til at denne moden ikke er registrert. Ut ifra disse resultatene kan det derfor ikke konkluderes med at frekvensen til mode A5 ligger over Nyquistfrekvensen i forsøkene.

En annen kilde til usikkerhet ligger i at kronen rundt selve måleområdet til anemometeret ikke er modellert. Denne delen kan anses som en stiv konstruksjonsdel, og vil etter all sannsynlighet øke stivheten til anemometeret i forhold til den ekvivalente modellen av anemometeret.

5.5 Temperaturinnvirkninger på de dynamiske egenskapene

Dempnings- og stivhetsegenskapene til gummi varierer med temperatur. Temperaturen ved bruene kan variere fra ca. -15°C til 30°C (Kristiansund) [30], og dette vil ha innvirkning på dempningskoeffisientene og egenfrekvensene til anemometerkonstruksjonen. Det er derfor viktig å kartlegge den benyttede gummiens sensitivitet ovenfor temperaturendringer. Dette er gjennomført ved vibrasjonstester av anemometerkonstruksjonen under ulike temperaturforhold. Ved alle forsøkene er det benyttet to lag gummi, og av praktiske hensyn uten anemometeret montert. Brakettenden ble eksitert vertikalt for alle forsøkene. Responen ville dermed fremkomme tilnærmet som et én-frihetsgradssystem.

Dempningskoeffisientene ble estimert ved å benytte kurvetilpassningsmetoden beskrevet i kapittel 4.1.3. Egenfrekvensene er estimert ved *peak picking*-metoden (kapittel 4.1.1) fra auto-spektraltettheter etablert ved Fouriertransformasjon av signalene.

Metode

Utendørs forsøk

Det ble gjennomført forsøk ved to ulike konfigurasjoner for å estimere temperaturinnvirkning på gummien. Prinsippet for testene var tilsvarende beskrevet i kapittel 5.4. Ved den første konfigurasjonen ble forsøkene utført utendørs. Gummien ble lagt utendørs mellom testene, og akklimatiserte seg dermed til de opptredende utendørstemperaturene ved forsøkene. På den måten ble det holdt en god kontroll på selve gummitemperaturen ved de ulike testene. Braketten ble her montert på en rekkverksbøyle, se figur 5.18. Det ble gjort tester ved henholdsvis $-8\text{ }^{\circ}\text{C}$, $-1\text{ }^{\circ}\text{C}$ og $3\text{ }^{\circ}\text{C}$. Hver test bestod av seks målte eksitasjoner.



Figur 5.18: Vibrasjonstest av anemometerbraketten utendørs

Braketten ble montert opp på nytt for hvert forsøk, da den ikke kunne stå montert på fortauet over lengre tid. Dette skapte et usikkerhetsmoment knyttet til avvik ved montering for hver test. For å minimere slike forstyrrelser ble mutterne til eksosklemmene festet mest mulig likt. Dette ble gjort ved å skru mutterne fast med fingrene, for deretter å skru to hele runder med en fastnøkkel for hvert forsøk.

For å unngå forstyrrelser fra vind ble testene gjort mens det var relativt vindstille. Dette ble basert på vibrasjonene som visualiseres av "Akselerometer Monitor" før eksitasjonen ble utført. Dette er også grunnen til at tidsseriene ble nødt til å være relativt korte.

Laboratorieforsøk

For den andre forsøkskonfigurasjonen var formålet å gjennomføre tester ved et større antall temperaturer for å se tydeligere tendenser. Gummien ble her kjølt ned til en temperatur på ca. $-8\text{ }^{\circ}\text{C}$ ved at den lå ute i kaldt vær over natten. Deretter ble braketten montert opp med to lag kald gummi inne på laboratoriet. En temperaturmåler ble klemt mellom gummilagene, og for å hindre lufttilførsel ble det fuget rundt måleren med silikon. Dette ble gjort for å kunne måle temperaturen på gummien underveis i forsøket. Det viste seg imidlertid at måling av temperaturer på denne måten ikke var så god som forventet, da den ikke klarte å måle temperaturen i gummien uten forstyrrelser fra omgivelsene. Den målte temperaturen

representerer derfor ikke temperaturen i selve gummien, men vil allikevel vise tendensen til temperaturendringene gjennom forsøksforløpet.



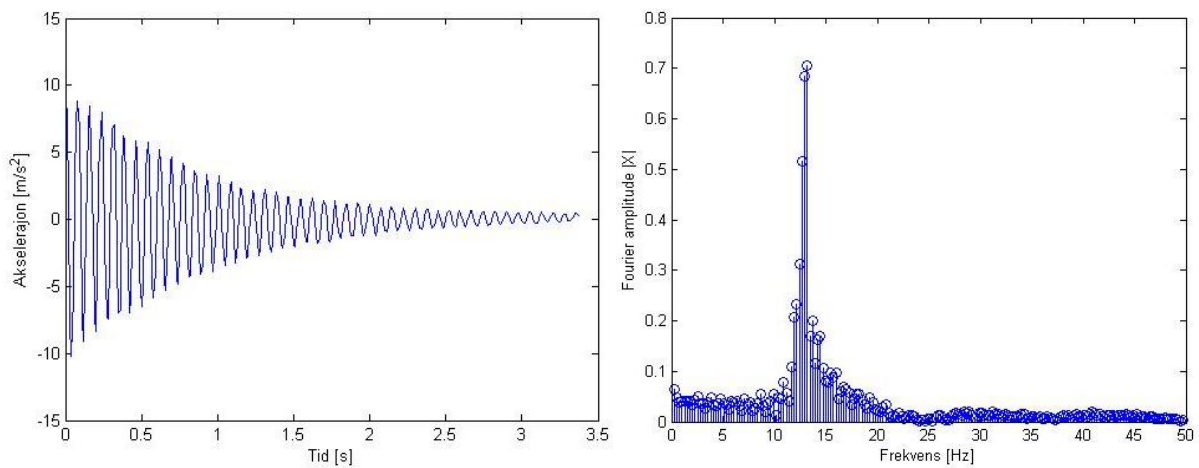
Figur 5.19: Temperaturmåleren klemt og fuget mellom gummilagene

Temperaturen i laboratoriet var ca. 22°C, og dermed ble gummien gradvis varmet opp. For å utføre målinger av de dynamiske egenskapene ved ulike temperaturer ble det derfor gjort tester ved flere tidspunkt. Ved de ulike temperaturene testene ble gjennomført, ble det gjennomført fem målte eksitasjoner med etterfølgende fri vibrasjon. Det ble utført slike tester ved åtte ulike temperaturer.

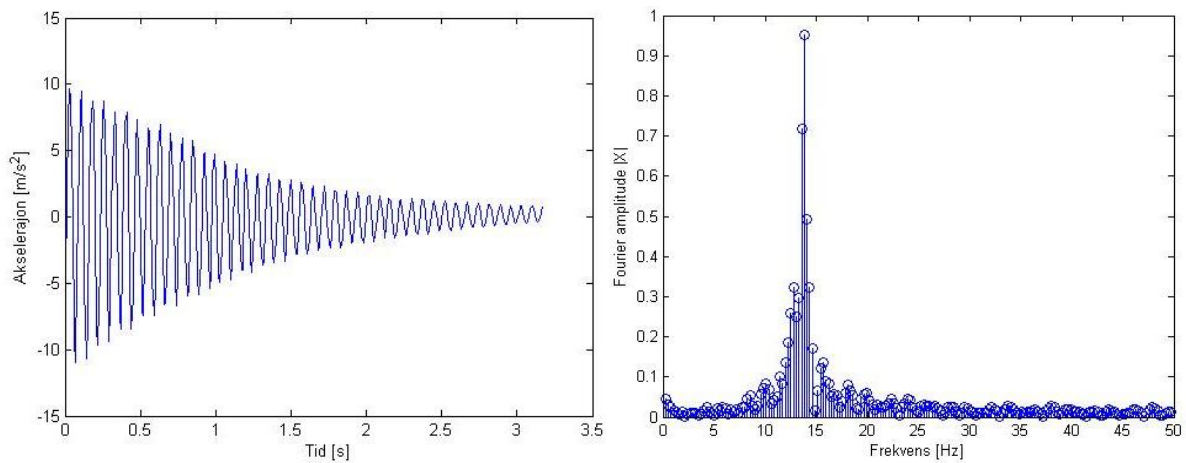
Ved å utføre forsøket på denne måten ble braketten montert opp kun en gang. Dermed ble det unngått andre strukturelle avvik enn selve temperaturendringen. Ulempen med denne konfigurasjonen var som nevnt at den faktiske temperaturen i gummien ikke ble målt korrekt.

Resultater og diskusjon

I figur 5.20 og 5.21 er signaler for den fjerde eksitasjonen vist i tids- og frekvensdomenet for forsøkene utendørs og innendørs ved henholdsvis -1 °C og 18,5 °C.



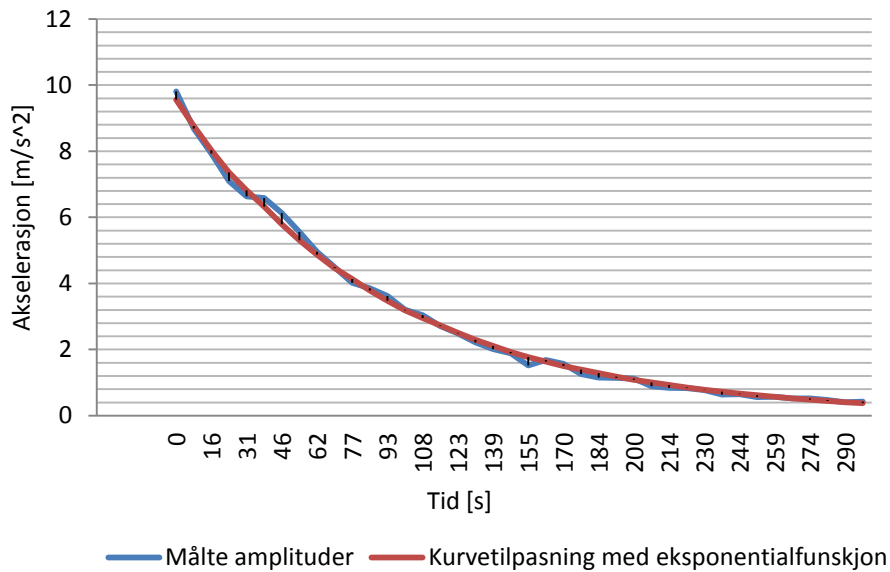
Figur 5.20: Signalet fra forsøk 4 av anemometerbrakett utendørs ved $-1\text{ }^{\circ}\text{C}$ med 2 lag gummi i tids- og frekvensdomenet



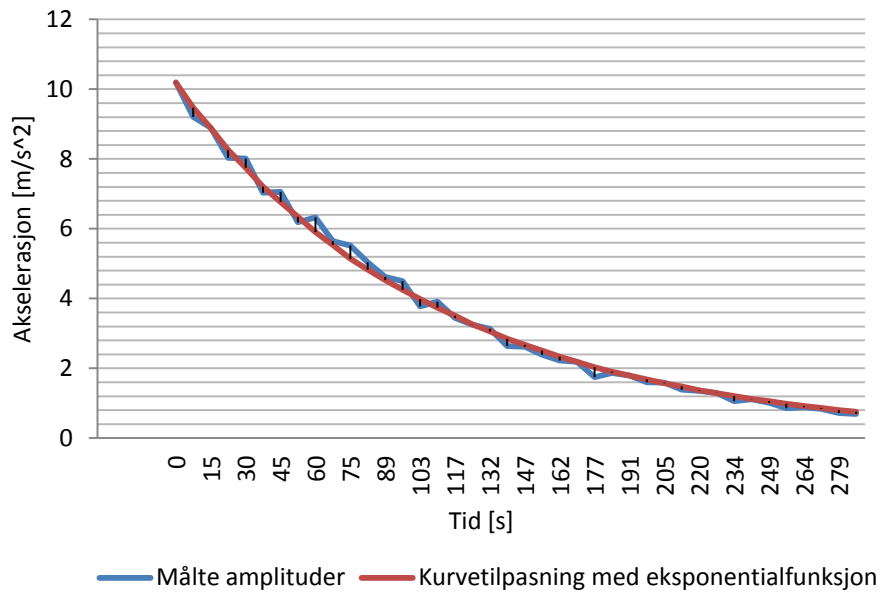
Figur 5.21: Signalet fra forsøk 4 av anemometerbrakett innendørs ved $18,5\text{ }^{\circ}\text{C}$ med 2 lag gummi i tids- og frekvensdomenet

Figurene viser som forventet en tilnærmet dempet harmonisk svingning av kun den fundamentale vertikale moden ved begge forsøksoppsett. Dessuten viser figur 5.20 og 5.21 neglisjerbare forstyrrelser fra vindpåkjenninger.

I figur 5.22 og 5.23 er det plottet kurvetilpasning av en eksponentialfunksjon for de målte amplitudene vist for testserie 4 ved utendørs og innendørs forsøk ved henholdsvis $-1\text{ }^{\circ}\text{C}$ og $18,5\text{ }^{\circ}\text{C}$.

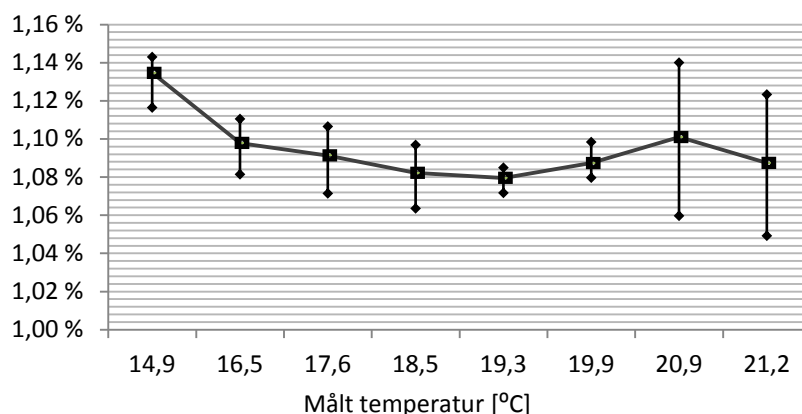


Figur 5.22: Kurvetilpasning av eksponentialfunksjon for de målte amplitudene fra forsøk 4 av anemometerbrakett utendørs ved -1 °C med 2 lag gummi ved vertikal eksitasjon

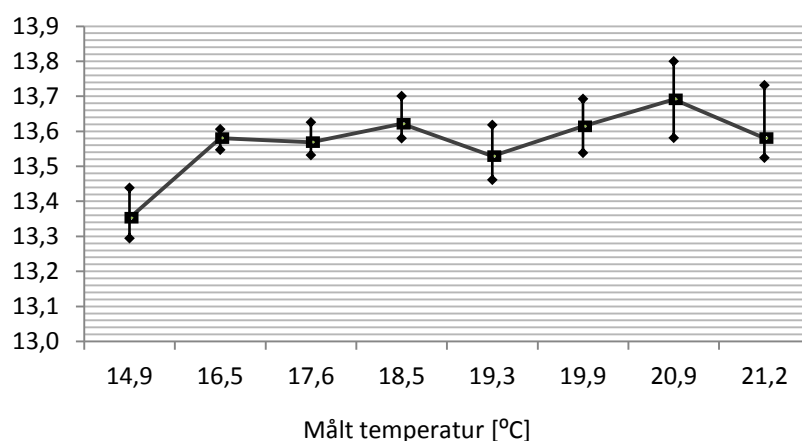


Figur 5.23: Kurvetilpasning av eksponentialfunksjon for de målte amplitudene fra forsøk 4 av anemometerbrakett innendørs ved 18,5 °C med 2 lag gummi ved vertikal eksitasjon

I figur 5.24 og 5.25 er henholdsvis testresultater for dempningskoeffisienter og egenfrekvenser for forsøkene innendørs angitt med en gjennomsnittlig testverdi og maksimal spredning. Spredningen angir at alle testresultatene ligger innenfor de merkede variasjonene.



Figur 5.24: Variasjon av dempningskoeffisient, i prosent, ved vertikal eksitasjon for innendørs forsøk vist med gjennomsnittlig testverdi og maksimal spredning



Figur 5.25: Variasjon av egenfrekvens, i Hz, ved vertikal eksitasjon for innendørs forsøk vist med gjennomsnittlig testverdi og maksimal spredning

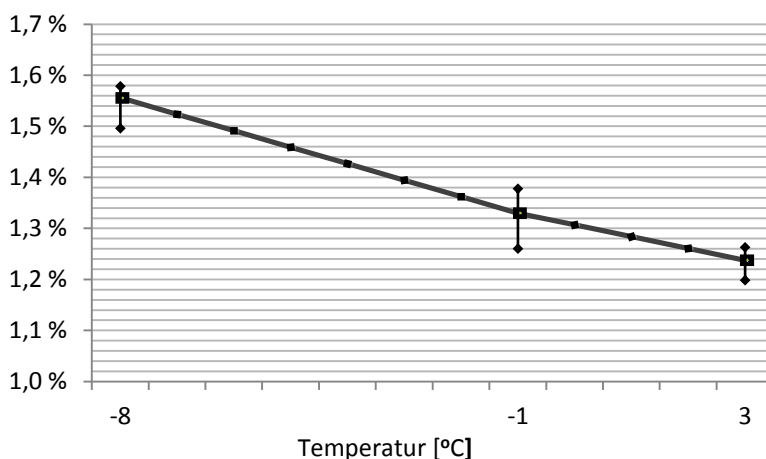
Figur 4.9 viser hvordan temperaturendringer innvirker på gummiens materialegenskaper. Stivheten øker ved synkende temperatur, mens dempningen når en topp ved en viss temperatur før den synker ved økende temperaturer herfra.

Resultatene for forsøkene innendørs viser en tydelig avtagende tendens i dempningskoeffisient ved økede temperaturer. Dette gir en indikasjon på at gummitemperaturerne for disse forsøkene ligger høyere enn dempningstoppen som fremkommer av figur 4.9.

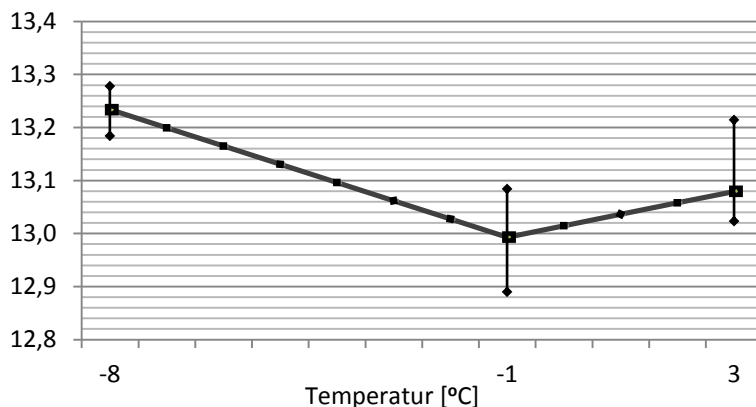
Dempningskoeffisienten avtar mye i de første forsøkene, men stabiliserer seg mer ved økende temperaturer. Resultatene viser at gjennomsnittet av målingene gir en øket dempningskoeffisient for testen gjennomført ved målt temperatur på 20,9 °C. Dette virker noe merkelig da det er forventet at dempningskoeffisienten skal stabilisere seg ved økende temperatur. Det bør imidlertid merkes at spredningen for de to siste testene er vesentlig høyere enn de andre, og at dette kan være en indikasjon på dårlige måleprøver.

Når det gjelder egenfrekvensene vises det ikke en klar avtagende tendens. Dette kan være en indikasjon på at temperaturmålingene ligger i området hvor stivhetens temperaturavhengighet har flatet noe ut, se figur 4.9.

I figur 5.26 og 5.27 er henholdsvis testresultater for dempningskoeffisienter og egenfrekvenser for forsøkene utendørs, angitt med en gjennomsnittlig testverdi og maksimal spredning. Spredningen angir at alle testresultatene ligger innenfor de merkede variasjonene.



Figur 5.26: Variasjon av dempningskoeffisient ved vertikal eksitasjon for utendørs forsøk vist med gjennomsnittlig testverdi og maksimal spredning



Figur 5.27: Variasjon av egenfrekvens, i Hz, ved vertikal eksitasjon for utendørs forsøk vist med gjennomsnittlig testverdi og maksimal spredning

Det er en vesentlig reduksjon i dempning fra -8°C til 3°C . Dette bygger opp under tendensen som fremkommer av forsøkene som ble gjennomført innendørs. Det fremkommer fra utendørsforsøkene at dempningen ligger høyere enn for forsøkene innendørs. Dette kan komme av at rekkverket braketten ble montert til er fundamentert i bakken, og dette bidrar til å øke dempningen for systemet. Alle forsøkene som ble utført utendørs ble gjennomført over en periode på tre døgn med forholdsvis likt temperaturnivå, og det antas at dempningsegenskapene til jordmassene ikke endres nevneverdig over så korte tidsdifferanser.

Når det gjelder egenfrekvensene er det, i likhet med resultatene for forsøk innendørs, ikke en klar avtagende tendens, se figur 5.27.

Konklusjon

Resultatene fra de to forsøkskonfigurasjonene viser at dempningskoeffisienten reduseres ved økede temperaturer utover -8°C . Dette gir en indikasjon på at temperaturen som gir maksimal dempning for den benyttede gummien ligger lavere enn -8°C , og at området som har blitt undersøkt her ligger i overgangen mellom ”overgangsregionen” og ”gummiregionen” [22], se figur 4.9.

Resultatene fra forsøkene utført innendørs viser at dempningen stabiliserer seg når temperaturen nærmer seg 22°C . Ut ifra dette kan det konkluderes med at dempningskoeffisientene ikke vil ligge noe lavere enn verdiene som fremkommer av dempningsestimatene fra kapittel 5.4 ved de temperaturforholdene som kan forventes på brustedene.

Det kan dessuten konkluderes med at egenfrekvensene til anemometerkonstruksjonen ikke vil variere vesentlig ved temperaturvariasjonene som forventes ved bruene.

5.6 Egenskaper montert på bruene

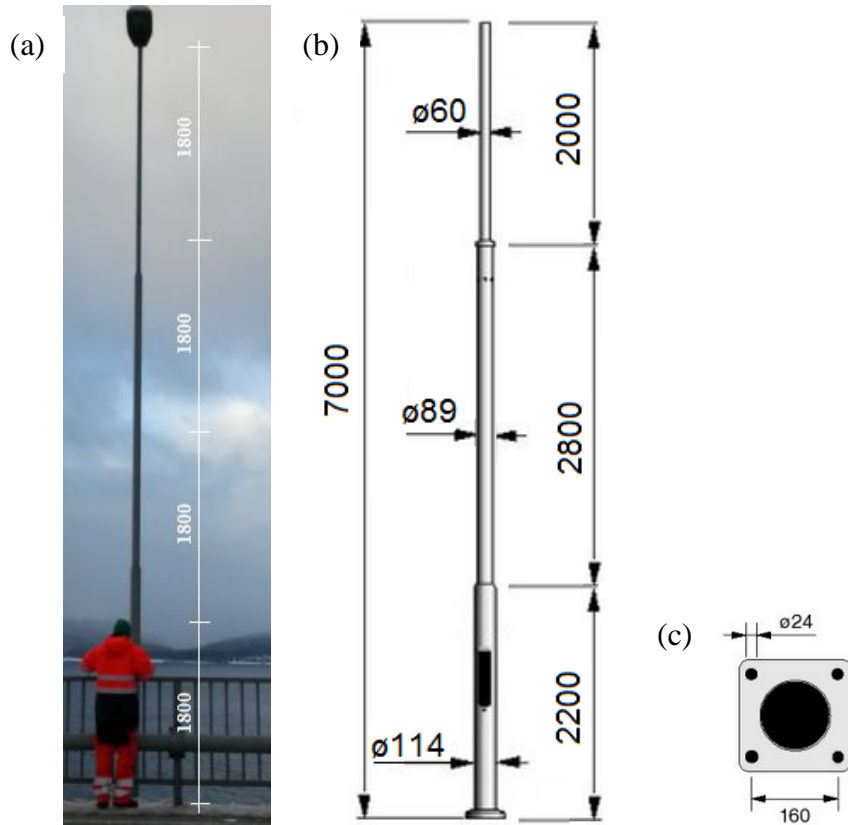
5.6.1 Montert i lysmast

På Bergsøysundbrua skal anemometeret monteres i en lysmast. Denne masten ble modellert i Abaqus for å undersøke om de lokale egenfrekvensene til anemometer ville endres vesentlig av å bli montert i lysmasten i forhold til i den massive stålsylindere på laboratoriet. Det var også interessant å identifisere de lokale svingeformene til lysmasten for å kunne estimere mulige forstyrrelser av vindmålingene.

Modellering

Anemometerbraketten ble modellert på samme måte som ved tidligere analyser, se kapittel 5.3. Dette er en modell som gir god representasjon av de fysiske egenskapene ut ifra tidligere verifikasjon. Det har ikke vært mulig å innhente korrekte data på lysmastene som står på Bergsøysundbrua, men det har blitt tatt enkelte mål på brustedet for å kunne lage en tilnærmet modell. Lengden ble basert på figur 5.28 (a) og estimert til 7,2 m ut ifra høyden til personen på bildet. Stolpen er festet med en fotplate i bunnen, se figur 5.28 (c) og 5.29. Basert på disse målene, og at stolpene er levert fra Vik Ørsta AS, ble det antatt at stolpene mest sannsynlig er en variant av deres 7 meter lange rette lysmaster med fotplate (produkt 3010307D) [31], se figur 5.28 (b). Lengdene til de ulike delene spesifiseres ikke i produktinformasjonen, men estimeres på bakgrunn av egne målinger og figur 5.28 (a). Den tykke delen er estimert til å ha en lengde på 2,2 m, midtre del 2,8 m og øvre del 2 m.

Ytre rørdimensjon spesifiseres derimot i produktbladet til Vik Ørsta AS [31]. Den tykkeste delen er her 114 mm i diameter, mellomdelen 89 mm og den tynneste delen av lysmasten har en diameter på 60 mm.



Figur 5.28: Lysmast på Bergsøysundbrua: (a) Bilde tatt på Bergsøysundbrua (b) Antatte dimensjoner for lysmast [31] (c) Standard fotplate fra Vik-Ørsta [31]



Figur 5.29: Fotplate til lysmast på Bergsøysundbrua

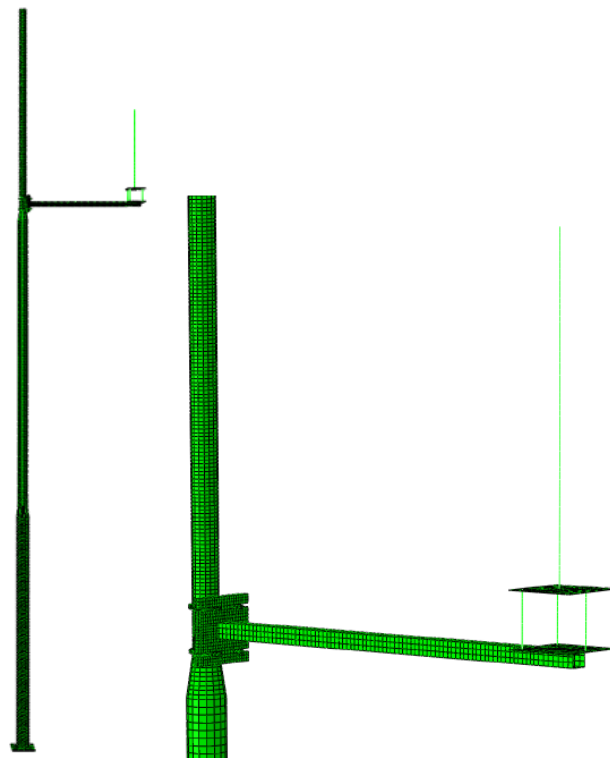
Det er ikke funnet spesifikasjoner på veggtykkelsen til lysmasten. Denne tykkelsen ble estimert ved å benytte den kjente egenvekten M , lik 54 kg [31], og egentyngden til konstruksjonsstål ρ , lik $2\,750\text{ kg/m}^3$, som følger:

$$M = ((0,114m \times 2,2m) + (0,089m \times 2,8m) + (0,060m \times 2m)) \rho \pi t = 54 kg \quad (5.7)$$

$$t = \frac{M}{1,9478\rho} = 10mm \quad (5.8)$$

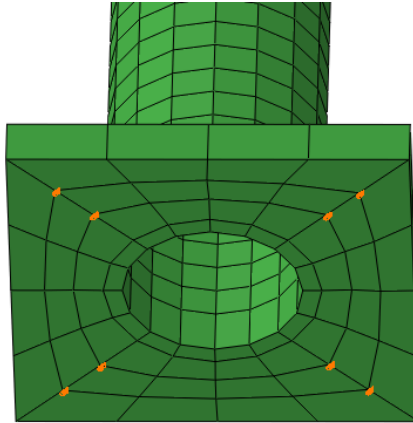
Veggtykkelsen ble dermed modellert med 10 mm tykkelse i hele høyden av stolpen. Det er heller ikke spesifisert noen tykkelse av bunnplaten. Det er imidlertid $\varnothing 24$ hull til bolter i fotplaten som vanligvis benyttes av Vik-Ørsta [31] (se figur 5.28 (c)), og ofte er tykkelsen av fotplaten i samme størrelsesorden som boltene [32]. Bunnplaten er dermed modellert som en flat plate med en tykkelse på 24 mm. Dette er imidlertid antagelser som kan være relativt utslagsgivende for de laveste modene, da disse gir store deformasjoner i bunnplaten. Tolkningen av analysene bør dermed gjøres med dette i mente.

Lysmasten ble modellert med 8-nodede volumelementer for å kunne kombinere modellen av lysmasten med modellen av anemometerkonstruksjonen med to lag gummi, uten at beregningstiden ble for stor. Det ble antatt at anemometeret blir festet rett over reduksjonen fra 89 mm til 60 mm, altså ca. 5 m over bakken, se figur 5.30.



Figur 5.30: Modell av lysmast med anemometerkonstruksjonen montert

Randbetingelsene ble innført som fastholding av nodene i bunnplaten i området hvor platen var boltet fast til brubanen, se figur 5.31.



Figur 5.31: Fastholdte noder er markert med oransje randbetingelsessymboler

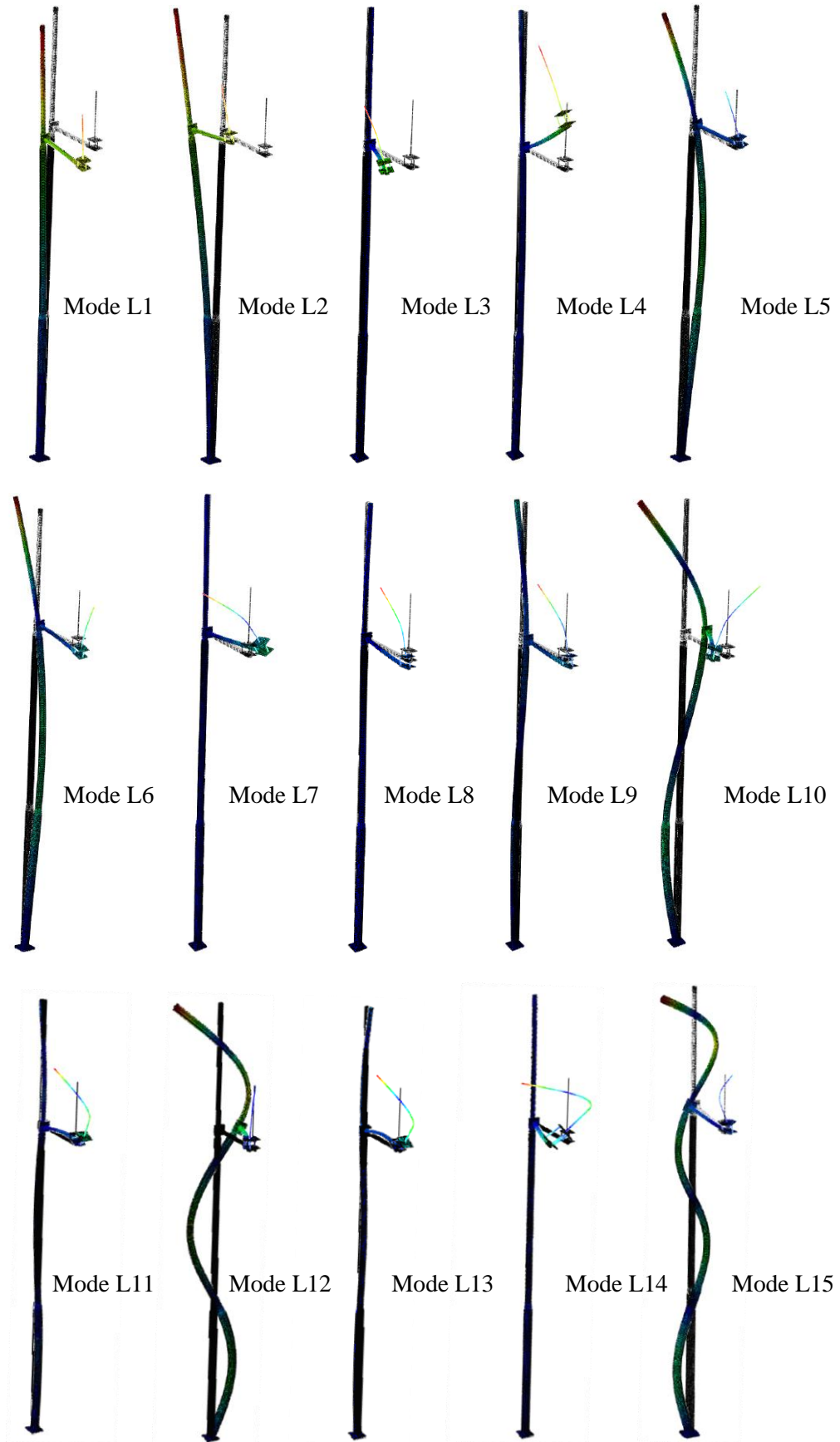
Resultater

Det ble gjennomført en modal analyse for å bestemme egenfrekvenser og svingeformer. Egenfrekvensene er presentert i tabell 5.9, der nummer for vibrasjonsmodene til lysmastmodellen markeres med "L" foran nummeret.

Tabell 5.9: Modellerte egenfrekvenser anemometerkonstruksjon montert i lysmast

| Mode No. | Egenfrekvens [Hz] |
|----------|-------------------|
| L1 | 2,05 |
| L2 | 2,05 |
| L3 | 7,09 |
| L4 | 7,50 |
| L5 | 9,67 |
| L6 | 9,85 |
| L7 | 16,51 |
| L8 | 17,04 |
| L9 | 22,86 |
| L10 | 23,32 |
| L11 | 47,55 |
| L12 | 48,23 |
| L13 | 54,29 |
| L14 | 58,83 |
| L15 | 81,12 |

Figur 5.32 viser de 15 laveste svingeformene til lysmastmodellen.



Figur 5.32: De 15 laveste vibrasjonsmodene til lysmastmodellen

Store deler av deformasjonen til de to laveste vibrasjonsmodene skjer i bunnplaten. Egenfrekvensene til disse vil dermed være svært følsomme for feil i antagelsen av tykkelsen til bunnplaten. Disse må derfor betraktes som grove estimater. Figur 5.32 viser at mode L3, L4, L7, L8, L13 og L14 gir lite utslag i selve lysmasten, men store lokale utslag på anemometerkonstruksjonen. Egenfrekvensene til disse vibrasjonsmodene ligger nærme de lokale egenfrekvensene til laboratoriemodellen med massiv stålsylinder, identifisert i kapittel 5.3. I tabell 5.10 sammenliknes de lokale egenfrekvensene til anemometerkonstruksjonen fra lysmastmodellen med laboratoriemodellen. I begge modellene er det benyttet to lag gummi som dempningstiltak.

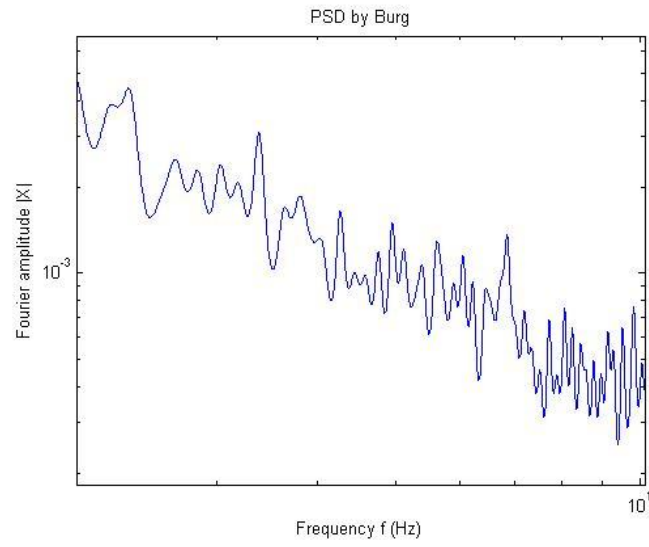
Tabell 5.10: Sammenligning av de lokale egenfrekvensene til anemometerkonstruksjonen for laboratoriemodellen (A) med egenfrekvensene til de tilsvarende vibrasjonsmodene for modellen med montering på lysmast (L)

| Mode No. | Laboratoriemodell [Hz] | Lysmastmodell [Hz] | Avvik [%] |
|----------|------------------------|--------------------|-----------|
| A1 (L3) | 7,04 | 7,09 | 1 |
| A2 (L4) | 7,30 | 7,50 | 3 |
| A3 (L7) | 16,42 | 16,51 | 1 |
| A4 (L8) | 16,87 | 17,04 | 1 |
| A5 (L13) | 52,73 | 54,29 | 3 |
| A6 (L14) | 58,81 | 58,83 | 0 |

Det fremkommer av tabell 5.10 at forskjellen i egenfrekvenser mellom laboratoriemodellen og lysmastmodellen er maksimalt 3 %. Dette vil si at laboratoriemodellen gir en tilnærmet lik representasjon av de dynamiske egenskapene til anemometerkonstruksjonen lokalt som den vil ha montert på Bergsøysundbrua, dersom det antas at den tilnærmede modellen av lysmasten representerer den faktiske lysmasten. Dette er det riktignok knyttet usikkerhet rundt.

5.6.2 Montert i hengestenger

Grunnet manglende dokumentasjon om torsjonsegenskapene til hengestengene, ble det svært komplisert å modellere anemometerkonstruksjonen på disse. Det ble derfor valgt å benytte vindmålinger fra det ferdig monterte anemometeret til å undersøke om de dynamiske egenskapene vil avvike betydelig fra laboratoriemodellen. Anemometerkonstruksjonen ble forsøkt eksitert under måling av vindhastighetene. Det viste seg derimot at hastighetsforstyrrelsene fra den frie vibrasjonen ikke ble store nok til å kunne plukkes ut ved *peak picking*-metoden. For de videre beregninger blir derfor de dynamiske egenskapene for anemometerkonstruksjonen på Gjemnessundbrua forenklet antatt å være lik de som ble identifisert i kapittel 5.3.



Figur 5.33: Auto-spektraltetthet fra forsøk av montert anemometer. Ingen tydelig frekvenstopp fremkommer

6 Påvirkninger på anemometerkonstruksjon

I dette kapittelet beregnes det ulike påvirkninger som vil kunne oppstå for anemometerkonstruksjonen. Det gjøres forenklete last- og responsberegninger fra vindlast i vindretningen, og i tillegg sees det på respons fra virvelavløsning. Dette danner videre grunnlag for å gjøre overslagsberegninger av vindmålingsforstyrrelser for anemometeret, og utmatting av anemometerkonstruksjonen. Det er ikke bare de lokale vibrasjonene til anemometerbraketten som kan forstyrre de registrerte vindhastighetene, men også lokal vibrasjon av konstruksjonsdelene brakettene monteres til. Det gjøres derfor også overslagsberegninger for lysmast og hengestenger.

Ettersom formålet i dette kapittelet er overslagsberegninger, ble det vurdert som hensiktsmessig å gjøre beregningene for vindpåkjenninger hovedsakelig etter Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster [33]. Metodene i denne standarden dekker dynamisk respons grunnet turbulens i vindretningen som kan gi dynamisk forsterkning med en fundamental vibrasjonsmode. Dette gir en beregningsmetode for det som kan betraktes som ekvivalent statisk vindbelastning. I tillegg dekkes respons fra aeroelastiske effekter ved forenklete metoder. Selv om de ulike vindeffektene i praksis vil være avhengig av hverandre analyseres disse separat for enkelhetsskyld.

Det bør merkes at de ekvivalente statiske kreftene gitt i EC1 Del 1-4 [33] er forenklete krefter med en statisk effekt ekvivalent med den maksimale dynamiske effekten fra vindbelastning. De ekvivalente statiske kreftene antas å gi større respons sammenlignet med en dynamisk simulering. Dette fordi de ekvivalente statiske kreftene beregnes konservativt og gir maksimal respons av konstruksjonen på grunn av dynamiske effekter, da de vanligvis brukes for dimensjoneringsformål.

6.1 Last fra turbulent vind

Vindpåvirkninger beregnes for anemometerkonstruksjonen, som monteres ved midten av bruene. Det er kun planlagt å montere et anemometer per bru grunnet forsinkelse av leveranse. For detaljerte betraktninger av vindfeltets egenskaper henvises det til vedlegg C.1. Her gjøres det beregninger for vindfeltet tatt hensyn til de stedlige forhold på henholdsvis Gjemnessund- og Bergsøysundbrua.

Resonans vil kunne gi store svingninger av de slanke konstruksjonsdelene betraktet i dette kapitlet, på grunn av dynamisk forsterkning. Dersom anemometerkonstruksjonen, og de tilstøtende konstruksjonsdelene, kan komme i resonans med vindturbulens vil dette påvirke beregningen av de statisk ekvivalente lastene.

Den totale responsen kan deles inn i en bakgrunnsdel, og en resonansdel som bygger seg opp rundt egenfrekvensene. Bakgrunnsdelen vil representere den totale responsen fra den fluktuerende lasten før resonansdelen av første vibrasjonsmode. Forsterkning fra treghetskreftene kan her neglisjeres, og responsen kan derfor betraktes som kvasi-statisk. Resonansdelen gir en topp på responsspektrumet som skyldes at lasten kommer resonans med en av egenfrekvensene til konstruksjonen.

For konstruksjoner flest er det respons fra bakgrunnsdelen som dominerer ved vindlast i vindretningen [34]. I tilfeller der konstruksjonen har svært lave egnefrekvenser vil imidlertid vindturbulens i vindretningen kunne gi dynamisk forsterkning fra resonans. Det vil også kunne oppstå resonans i tverretning fra virvelavløsningsindusert respons, som beskrevet i kapittel 6.2.

For å vurdere muligheten for resonans fra vindturbulens på anemometerkonstruksjonen gjøres det en enkel energibetraktning. Her vurderes det hvor stor andel av det totale vindspektrumet som området som kan gi resonans utgjør. Disse beregningene er beskrevet i vedlegg C.2, og resultatene viser at det vil være plausibelt å regne lastvirkningene på denne konstruksjonen kvasi-statisk.

De laveste egenfrekvensene for lysmastene på Bergsøysundbrua er betydelig lavere enn for anemometerkonstruksjonen. Anemometerkonstruksjonen ligger i grenseland for å kunne antas å ha kvasi-statisk oppførsel fra vindturbulens, men den samme antagelsen kan dermed ikke gjøres for lysmastene.

Når det gjelder hengestengene på Gjemnessundbrua er responsen fra turbulent vindlast i vindretningen sjeldent kritisk for slike [35]. Det antas dermed at det spesielt ikke vil være kritisk for de korte hengestengene anemometeret monteres i på midten av Gjemnessundbrua. Det er derfor ikke gjort beregninger av respons på hengestenger fra vindlast i vindretning.

De statisk ekvivalente vindlastene er beregnet i vedlegg C.3 for anemometerkonstruksjonen og lysmasten på Bergsøysundbrua. Det er antatt for lastberegningene at vindretningen er vinkelrett på lengderetningen til bruene, og dermed også vinkelrett på lengderetningen av braketten til anemometeret. Dette vil gi størst laster, og vil dermed være en konservativ

betraktning. Anemometeret plasseres på henholdsvis østsiden og vestsiden av brubanen for Gjemnessundbrua og Bergsøysundbrua. Vind fra den ene retningen vil dermed passere på tvers av brukonstruksjonen før den når anemometeret. Dette vil kunne gi betydelige forstyrrelser. Det antas i utgangspunktet forenklet et uforstyrret vindfelt i lastberegningene, men det tas til en viss grad hensyn til økte forstyrrelser ved konservative valg av terrengkategorier ved bruene.

Anemometerkonstruksjon

Beregningene av de karakteristiske horisontale vindkreftene F_w for hver konstruksjonsdel av anemometerkonstruksjonen på Gjemnessundbrua og Bergsøysundbrua er beskrevet i vedlegg C.3, og resultatene er vist i tabell 6.1.

Tabell 6.1: Karakteristiske horisontale vindkrefter for hver konstruksjonsdel på anemometerkonstruksjon (se figur C.6 gitt i vedlegg C) midt på Gjemnessundbrua og Bergsøysundbrua

| Konstruksjonsdel | F_w [N] (Gjemnessundbrua) | | | F_w [N] (Bergsøysundbrua) | | |
|-------------------------|-----------------------------|-------------|------------|-----------------------------|-------------|------------|
| | 50 års last | 10 års last | 1 års last | 50 års last | 10 års last | 1 års last |
| Brakettarm | 265,0 | 215,6 | 103,5 | 209,9 | 170,8 | 82,0 |
| Anemometer krone (A) | 23,8 | 19,4 | 9,3 | 18,9 | 15,3 | 7,4 |
| Anemometer tynn del (B) | 11,9 | 9,7 | 4,7 | 9,4 | 7,7 | 3,7 |
| Anemometer tykk del (C) | 32,1 | 30,1 | 21,1 | 29,9 | 28,1 | 16,7 |

Lysmast på Bergsøysundbrua

For beregninger av vindpåvirkningene på lysmaster benyttes standarden NS-EN 40-3-1:2013 Lysmaster - Del 3-1: Dimensjonering og verifisering - Spesifikasjon for karakteristiske laster [36]. Denne standarden angir faktorer og laster for beregninger av karakteristiske laster på lysmaster.

Beregningene av de karakteristiske horisontale vindkreftene F_c er beskrevet i vedlegg C.4, og resultatene for hver seksjon er vist i tabell 6.2.

Tabell 6.2: Karakteristiske horisontale vindkreftene for hver seksjon på lysmast midt på Bergsøysundbrua

| Seksjon av lysmast | F_c [N] | | |
|--------------------|-------------|-------------|------------|
| | 50 års last | 10 års last | 1 års last |
| Nedre del | 538,4 | 429,4 | 371,1 |
| Midtre del | 732,5 | 667,1 | 469,8 |
| Øvre del | 550,1 | 487,4 | 255,3 |

6.2 Virvelavløsning

Når vind treffer et tverrsnitt vil vindfeltet dele seg og strømme på hver side av tverrsnittet. Når vinden så passerer en slik konstruksjonsdel vil det avløses virvler som gir dynamiske laster på tvers av vindretningen. Dette fenomenet kalles virvelavløsning, og har en frekvens f_v som er proporsjonal med gjennomsnittsvindhastigheten \bar{U} [10]:

$$f_v = \frac{\bar{U} \times St}{D} \quad (6.1)$$

der St er Strouhal-tallet som avhenger av tverrsnittsform og D er dimensjonen på konstruksjonsdelen på tvers av vindretningen der virvelavløsningen skjer. Resonans fra virvelavløsninger vil oppstå i området rundt en kritisk middelvindhastighet som gir virvelavløsninger med samme frekvens som egenfrekvensen til konstruksjonen.

Den kritiske vindhastigheten $\bar{U}_{crit,i}$, for en vibrasjonsmode i på tvers av vindretningen, er den vindhastigheten hvor virvelavløsningsfrekvensen f_s er lik egenfrekvensen n_i til mode i . Kritisk vindhastighet kan da beregnes ved følgende uttrykk [10]:

$$\bar{U}_{crit,i} = \frac{D \times n_i}{St} \quad (6.2)$$

Virvelavløsning på en sirkulær sylinder avhenger av Reynolds tallet Re ved den kritiske vindhastigheten $\bar{U}_{crit,i}$. Reynolds tallet bestemmes etter følgende uttrykk i henhold til E.1.3.4(1) i EC1 del 1-4 [33]:

$$Re(\bar{U}_{crit,i}) = \frac{D \times \bar{U}_{crit,i}}{\nu} \quad (6.3)$$

hvor D er ytre diameter av den sirkulære sylindren og ν er kinematisk viskositet for luft lik $15 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$. Strouhal-tallet vil i henhold til tabell E.1 i EC1 del 1-4 [33] være lik 0,12 for kvadratiske tverrsnitt, og lik 0,18 for sirkulært sylindrisk tverrsnitt.

Respons induisert fra virvelavløsning består av en bredbåndet responsdel som opptrer uansett om konstruksjonen vibrerer eller ikke, og en smalbåndet responsdel som opptrer som følge av bevegelsesindusert last. Normalt vil den smalbåndede responsdelen være mest kritisk for slanke konstruksjoner, da disse vil kunne få betydelig større utslag ved dynamisk oppførsel. Det antas at dette vil være avgjørende for den lette og slanke anemometerkonstruksjonen av aluminium. Det samme antas for lysmastene og hengestengene.

Effekten av virvelavløsning bør undersøkes, i henhold til punkt E.1.2(2) i EC1 del 1-4 [33], dersom kritisk vindhastighet er mindre enn 1,25 ganget med den karakteristiske stedsvindhastigheten.

6.3 Metode for estimering av hastighetsforstyrrelser

Vindmålingene fra anemometrene montert på bruene vil gi relative hastigheter som følge av både globale svingninger av brua og lokale svingninger av anemometerets tilstøtende konstruksjonsdeler. For at målt og beregnet respons av brukonstruksjonene skal stemme overens, bør vindmålingsforstyrrelsene fra lokale svingninger være minst mulig. Potensielle påvirkninger fra disse forstyrrelsene kartlegges i dette kapitlet. Dersom det ønskes målinger av den faktiske vinden ved nodene kan den målte relative hastigheten, som følge av globale svingninger av brubanen, justeres ved å ta høyde for vindhastighetene ved betraktet node i akselerasjonsmålingene. Dette vil riktignok kun være mulig når det er montert anemometer ved hver node.

Et estimat for den maksimale hastighetsforstyrrelsen kan beregnes ved å betrakte en enkel harmonisk svingning med frekvens lik egenfrekvensen til en betraktet vibrasjonsmode og amplitude lik den beregnede maksimalverdien. Funksjonen for en harmonisk svingning er gitt ved følgende uttrykk:

$$y(t) = A \sin(2\pi f \times t - \varphi) \quad (6.4)$$

der A er amplituden til svingningen, f er frekvensen og φ er fasevinkelen. Hastigheten til den harmoniske svingningen beregnes ved å derivere forskyvningsfunksjonen:

$$v(t) = y'(t) = 2\pi f \times A \cos(2\pi f \times t - \varphi) \quad (6.5)$$

Ved å sette cosinusuttrykket lik maksimalverdien 1 og innsette for maksimal beregnet amplitude og betraktet egenfrekvens, gir dette en maksimalverdi av hastighetsforstyrrelsene:

$$v_{\max} = 2\pi f \times y_{\max} \quad (6.6)$$

Nøyaktigheten til anemometeret som benyttes, WindMaster™ Pro 3-Axis, er i henhold til de tekniske spesifikasjonene [6] under 1,5 % RMS (*Root Mean Square*) ved 12 m/s, og oppløsningen er på 0,01 m/s for vindhastighetene. Hastighetsforstyrrelser under dette vil altså uansett ikke registreres.

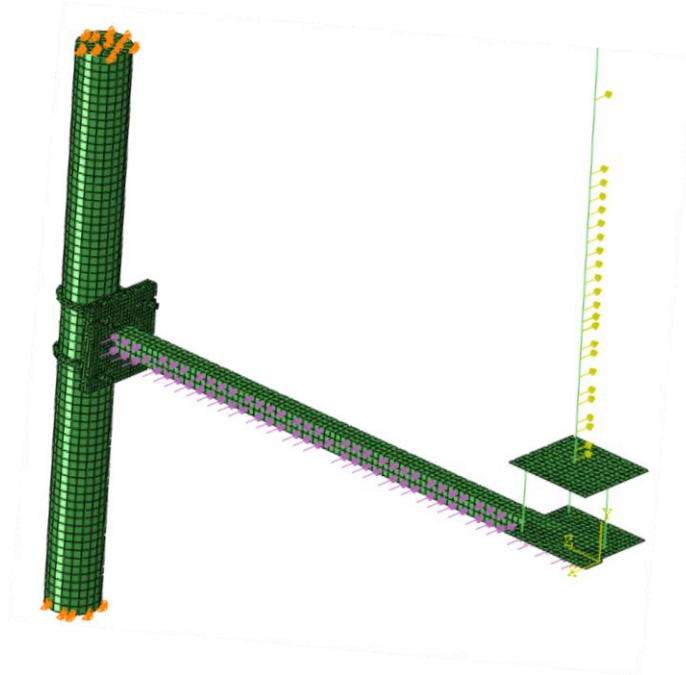
6.4 Vindmålingsforstyrrelser fra respons induisert av turbulent vind

Som nevnt innledningsvis i dette kapittelet sees det kun på vind med hovedstrømning vinkelrett på konstruksjonen, siden dette vil gi størst laster og respons. Maksimale forskyvninger i vindretningen beregnes som den statiske forskyvningen fra de ekvivalente statiske vindkreftene som tar hensyn til dynamisk oppførsel, se kapittel 6.1. Det ble gjort responsanalyser i Abaqus der de beregnede ekvivalente statiske vindkreftene ble påført anemometerkonstruksjonsmodellen med to lag gummi og lysmastmodellen, se kapittel 5.3 og 5.6.1.

Et overslag for hvilke forstyrrelser som kan opptre ved karakteristiske vindkrefter gjøres ved å regne ut den maksimale forskyvningen fra den ekvivalente vindlasten som antas å stå med full vindlast på hele konstruksjonen. Det antas hypotetisk at denne lasten deretter kan forsvinne umiddelbart, slik at konstruksjonen vil svinge fritt i én vibrasjonsmode for svingning i samme retning som lasten. Dette vil gi et konservativt overslag på hvilke forstyrrelser som kan oppstå. Derfor er det også på samme måte beregnet hvilke forstyrrelser som vil kunne oppstå isolert fra turbulenskomponenten av den karakteristiske lasten, det vil si kun fra lastbidraget $q(t)$ i uttrykk (C.10) gitt i vedlegg C.1. Dette vil gi et mer realistisk mål på forstyrrelser som vil kunne oppstå hyppigere ved målinger under normale værforhold.

6.4.1 Lokale vibrasjoner av anemometerkonstruksjon

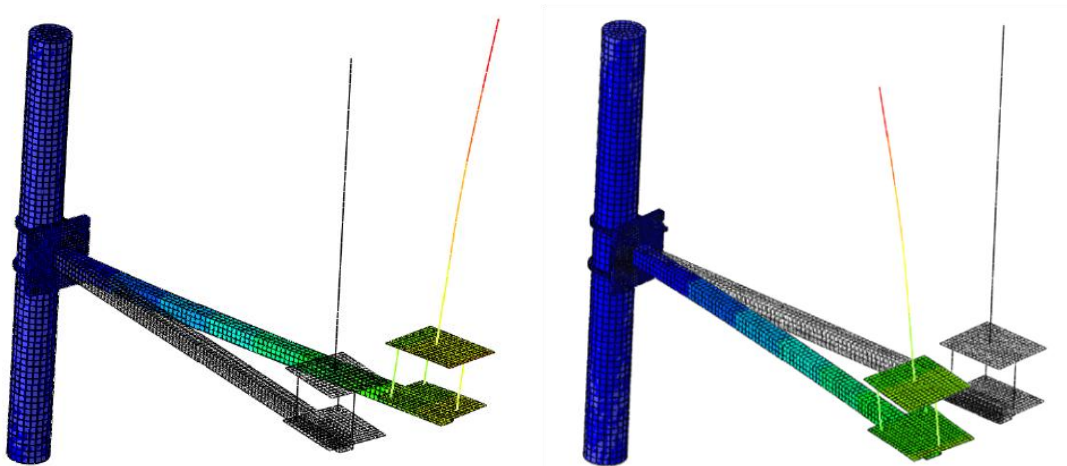
I analysen for laboratoriemodellen av anemometerkonstruksjonen ble det betraktet karakteristisk vindlast med 1, 10 og 50 års returperiode for begge bruene. Her ble fullt vindtrykk påført hele konstruksjonen, og det ekvivalente statiske utslaget i anemometerets måleområde ble beregnet. Vindtrykket på brakettarmen ble påført som en jevnt fordelt flatelast, og vinden på den tykke og den tynne delen av anemometeret ble påført som en linjelast. Vinden som påføres den øvre delen av anemometeret er påført som en punktlast, fordi kronekonstruksjonen ved måleområdet ikke er modellert.



Figur 6.1: Vindkreftene fra tabell 6.1 påført modell av anemometerkonstruksjon

Den maksimale hastigheten anemometerets måleområde vil bevege seg med, basert på antagelsene ovenfor, beregnes ved å se på forskyvningen fra den innførte vindlasten. Denne sammenlignes med de ulike svingeformene. Det blir ut ifra dette vurdert hvilken svingeform i som mest sannsynlig ville dominert responsen etter en slik eksitasjon. Hastigheten beregnes så etter uttrykk (6.6) med egenfrekvensen til svingeformen n_i .

For modellen av anemometerkonstruksjonen ble vibrasjonsmode A1 vurdert til å være den mest plausible svingeformen til å dominere responsen fra vindlastene, se figur 6.2. Egenfrekvensen til mode A1 er på 7,04 Hz, se kapittel 5.3.



Figur 6.2: Statisk respons fra full vindlast (t.v.), svingeformen til mode A1 (t.h.)

Resultatene av den ekvivalente statiske forskyvningen og de maksimale hastighetsforstyrrelsene for modellen av anemometerkonstruksjonen, ved karakteristisk vindlast med returperioder 1, 10 og 50 år, er gitt i tabell 6.3.

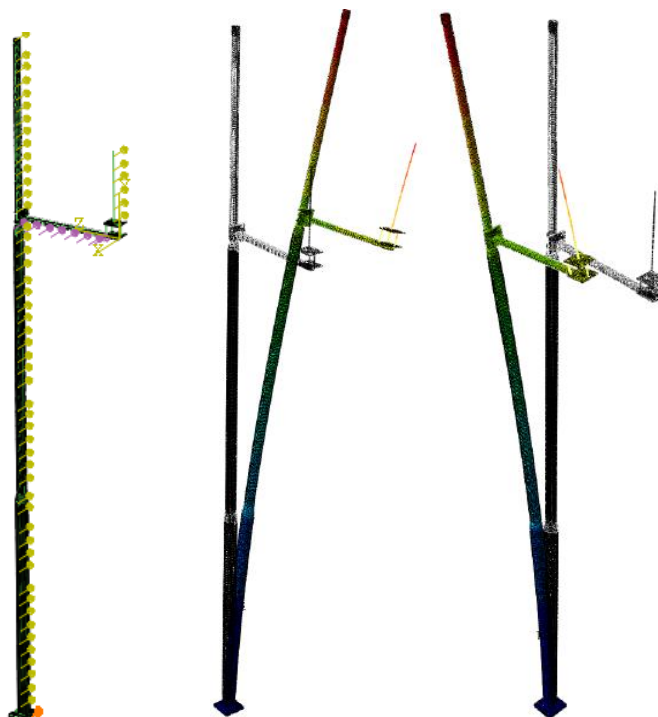
Tabell 6.3: Maksimal respons og vindmålingsforstyrrelser ved anemometerets måleområde fra karakteristisk vindlast i vindretning på anemometerkonstruksjon. Effekt fra kun turbulenskomponent $q(t)$ av vindlast vist i parentes

| Returperiode kar. last | Statisk respons i måleområdet [mm] | | Vindmålingsforstyrrelser [m/s] | |
|---------------------------|------------------------------------|-----------------|--------------------------------|-----------------|
| | Gjemnessundbrua | Bergsøysundbrua | Gjemnessundbrua | Bergsøysundbrua |
| 1 år | 19 (9) | 15 (8) | 0,8 (0,4) | 0,7 (0,4) |
| 10 år | 35 (16) | 30 (16) | 1,5 (0,7) | 1,3 (0,7) |
| 50 år | 43 (19) | 35 (19) | 1,9 (0,8) | 1,5 (0,8) |

6.4.2 Lokale vibrasjoner av lysmast på Bergsøysundbrua

I analysen for lysmastmodellen med anemometerkonstruksjonen montert ble det betraktet karakteristisk vindlast med 1, 10 og 50 års returperiode for Bergsøysundbrua. Her ble fullt vindtrykk påført hele lysmasten, og også på hele anemometerkonstruksjonen, se kapittel 6.4.1. Maksimal hastighet ved anemometerets måleområde er beregnet etter uttrykk (6.6).

For lysmastmodellen med anemometerkonstruksjonen montert ble vibrasjonsmode L2 vurdert til å være den mest plausible svingeformen til å dominere responsen fra vindlastene, da responsformen sammenfaller med denne modeformen, se figur 6.3. Egenfrekvensen til mode L2 for lysmastmodellen er på 2,05 Hz, se kapittel 5.6.1.



Figur 6.3: Last på lysmast (t.v.), statisk respons fra full vindlast (i midten) og svingeformen til mode L2 (t.h.)

Resultatene av den ekvivalente statiske forskyvningen og de maksimale hastighetsforstyrrelsene for lysmastmodellen med anemometerkonstruksjonen, ved karakteristisk vindlast med returperioder 1, 10 og 50 år, er gitt i tabell 6.4.

Tabell 6.4: Maksimal respons og vindmålingsforstyrrelser ved anemometerets måleområde fra vindlast i vindretning på lysmast og anemometerkonstruksjon montert. Effekt fra kun turbulenskomponent $q(t)$ av vindlast vist i parentes

| Returperiode kar. last | Statisk respons i måleområdet [mm] | Vindmålingsforstyrrelser [m/s] |
|------------------------|------------------------------------|--------------------------------|
| 1 år | 100 (49) | 1,3 (0,6) |
| 10 år | 175 (86) | 2,3 (1,1) |
| 50 år | 200 (98) | 2,6 (1,3) |

6.4.3 Diskusjon

De mulige forstyrrelsene er beregnet for det hypotetiske tilfellet hvor det er antatt full last på hele konstruksjonen det ene øyeblikket, før denne forsvinner brått og konstruksjonen svinger tilnærmet fritt i én svingeform. Dette tilfellet kan betraktes som et kraftig vindkast som treffer konstruksjonen. Dette er å anse som absolutt maksimale forstyrrelser, og normale målinger kan anses å ha en vesentlig bedre nøyaktighet enn dette.

Beregningene for vindlast med 50 års returperiode gir en maksimal forstyrrelse som statistisk sett vil skje én gang i løpet av 50 år. Dette er dermed et svært konservativt overslag.

De mest aktuelle forstyrrelsene som kan forventes i målingene vil være grunnet turbulenskomponenten av lasten med 1 års returperiode. Disse ligger langt under forstyrrelsene beregnet for 50 års last, men kan allikevel representere forstyrrelser utover nøyaktigheten til anemometeret på 0,01 m/s. Dette er imidlertid forstyrrelser beregnet for ekstreme vindhastigheter, og vil dermed være små relativt til de opptredende vindhastighetene.

6.5 Vindmålingsforstyrrelser fra respons induisert av virvelavløsning

6.5.1 Vindtunneltesting av anemometerkonstruksjon

Virvelavløsning fra vind med retning vinkelrett på anemometerkonstruksjonen vil, slik konstruksjonen monteres på bruene, gi respons i vertikalretning på brakett delen og i tverretning horisontalt på de ulike delene av selve anemometeret. For vind i samme retning som lengderetningen av braketten vil virvelavløsningen også skje i tverretning horisontalt på de ulike delene av anemometeret.

For å undersøke hvordan anemometerkonstruksjonen oppfører seg under ulike hastigheter av konstant vind, ble det gjennomført testing i vindtunnelen på det aerodynamiske laboratoriet ved Institutt for energi- og prosesssteknikk ved NTNU.

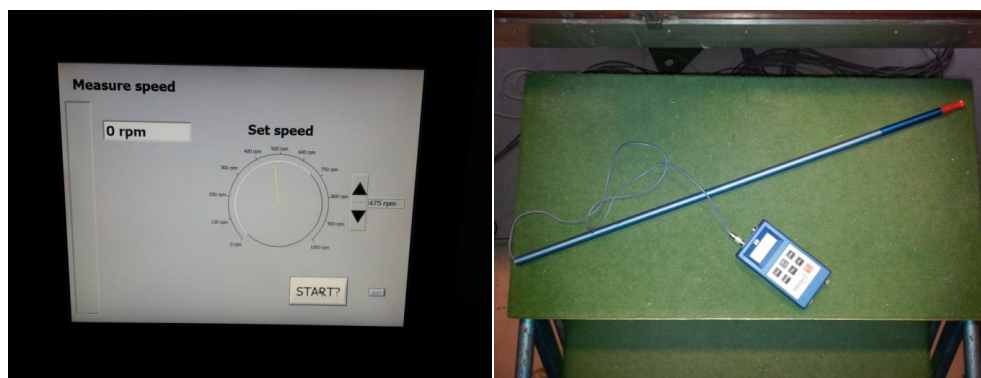


Figur 6.4: Vindtunnelen på det aerodynamiske laboratoriet ved Institutt for energi- og prosesssteknikk ved NTNU, som ble benyttet til testing av anemometerkonstruksjonen

Metode

Vindtunnelen som ble benyttet til testingen har mål på 2,7 m x 1,8 m x 11 m og en maksimal vindhastighet på 30 m/s. Vinden i tunnelen styres ved å bestemme antall RPM (*rounds per minute*) for maskinen som skaper vinden. Denne kan styres i området 0-1000 RPM, der 1000 RPM skaper en vindhastighet på ca. 30 m/s, se figur 6.5. For å måle vindhastighetene ved ulike valg av RPM ble det brukt en manuell vindmåler som måler vindhastigheten basert på rotasjon av en propell som er montert ytterst på staven i det røde området, se figur 6.5. Staven ble stukket inn i vindtunnelen under hver test og aktuell hastighet ble lest av.

Det er noe usikkerhet rundt nøyaktigheten til de målte hastighetene, både på grunn av kvaliteten på vindmåleren, og fordi vindmåleren kun ble stukket en halv meter inn i vindtunnelen fra siden. Her vil ikke vindhastigheten være helt lik hastigheten midt i vindtunnelen, der anemometerkonstruksjonen ble montert.



Figur 6.5: Utstyr som ble brukt til testingen. Bildet til venstre viser hvordan maskinen som skaper vinden styres ut ifra RPM. Bildet til høyre viser vindmåleren som ble brukt til å måle vindhastigheten ved en gitt RPM

Et akselerometer ble tapet godt fast ved tuppen av anemometeret for å gi et godt bilde av responsen ved anemometerets måleområde. Akselerometeret som ble benyttet var en Samsung S2 mobiltelefon, med applikasjonen ”Akselerometer Monitor”, tilsvarende som ved testing av dynamiske egenskaper for anemometerkonstruksjonen i kapittel 5.4.



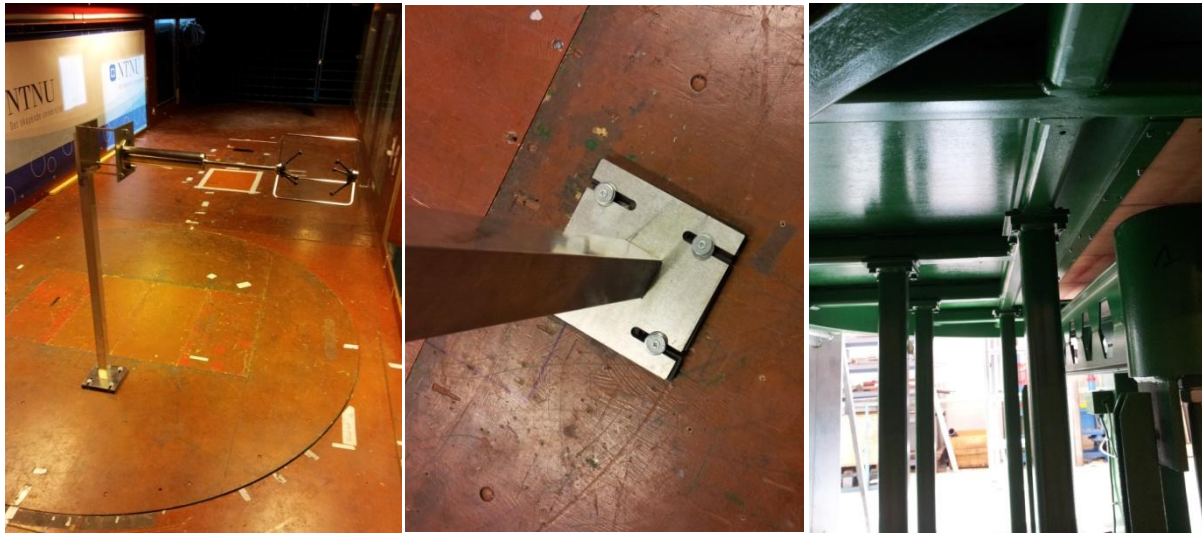
Figur 6.6: Montering av akselerometer på anemometerkonstruksjonen

Det var ønskelig å teste anemometerkonstruksjonen både ved vindretning vinkelrett på, og parallelt med, lengderetningen til braketten. Etersom den enkleste måten å montere konstruksjonen på var å skru den fast med treskruer i gulvet, ble det gjort en tilnærming til hvordan konstruksjonen vil monteres i praksis.

Det var dermed bare tilfellet med vindretning vinkelrett på lengderetningen til braketten som kunne bli testet. Dette er dessuten tilfellet som vurderes til å være mest utsatt for virvelavløsningsindusert respons på bruene. Braketten til anemometerkonstruksjonen ble, med to lag gummi og bakplate, satt vertikal og montert fast i gulvet med treskruer, se figur 6.7. Gulvet til vindtunnelen der anemometerkonstruksjonen ble skrudd fast er understøttet av en solid stålkonstruksjon som gjør gulvet svært stivt.

Denne monteringsmåten avviker fra hvordan konstruksjonen vil monteres i praksis, hvor brakettarmen monteres horisontalt og ikke vertikalt. Dette vil medføre en påvirkning av de dynamiske egenskapene ved at egenvekten gir en noe annen effekt når det gjelder den geometriske stivheten. Dessuten festes braketten med eksosklemmer på bruene, og ikke mindre robuste treskruer som benyttes her. Det ble derfor gjennomført vibrasjonstester for testkonfigurasjonen for å identifisere hvordan de dynamiske egenskapene avviker fra egenskapene anemometerkonstruksjonen vil ha i praksis. Disse ble gjort på tilsvarende måte som beskrevet ved testing av dynamiske egenskaper for anemometerkonstruksjonen (se

kapittel 5.4), og resultatene ble sammenlignet med disse tidligere testene. Resultatene er vist i tabell 6.5.



Figur 6.7: Montering av anemometerkonstruksjonen i vindtunnel. Anemometerkonstruksjonens plassering i vindtunnelen (t.v.), anemometerkonstruksjonen skrudd fast i gulvet (i midten) og understøttelsen av gulvet hvor anemometerkonstruksjonen er skrudd fast (t.h.)

Tabell 6.5: Resultater av egenfrekvenser for testkonfigurasjonen til anemometerkonstruksjon i vindtunnelen

| Eksitasjons- retning | Mode n | Eg.frek Test 1 [Hz] | Eg.frek Test 2 [Hz] | Eg.frek Test 3[Hz] | Eg.frek Snitt [Hz] | Std. avvik [Hz] | Tidligere Test [Hz] | Avvik [%] |
|-------------------------|-------------|------------------------|------------------------|-----------------------|-----------------------|--------------------|------------------------|--------------|
| Vertikalt | A1 | 6,818 | 6,785 | 6,723 | 6,775 | 0,048 | 6,847 | 1,0 |
| Sideveis | A2 | 6,439 | 6,466 | 6,464 | 6,456 | 0,016 | 6,888 | 6,3 |
| Sideveis | A3 | 13,984 | 13,849 | 13,810 | 13,881 | 0,091 | 15,602 | 11,0 |
| Vertikalt | A4 | 15,596 | 15,514 | 15,500 | 15,537 | 0,052 | 17,960 | 13,5 |

Tabell 6.5 viser at alle aktuelle egenfrekvenser er lavere enn hva som var tilfellet ved konfigurasjonen ved testingen i kapittel 5.4. Den reduserte stivheten kan skyldes to grunner:

- Negativt bidrag fra geometrisk stivhet på grunn av trykklast i braketten som følge av måten anemometerkonstruksjonen er montert
- Innspenningen blir mykere som følge av tynne treskruer istedenfor mer solide eksosklemmer

Avvikene er likevel ikke større enn at denne konfigurasjonen vil gi en representativ modell av oppførselen ved bruene.

Mode A5 og A6 for anemometerkonstruksjonen ble ikke identifisert under vibrasjonstestene, men ved FEM-analysen, se kapittel 5.3. De kritiske vibrasjonsmodene for virvelavløsning vil for vindretning vinkelrett på lengderetningen til anemometerkonstruksjonen være A2, A4 og A5. Dette gir kritiske vindhastigheter beregnet etter uttrykk (6.2) for de ulike tverrsnittsdelen

av anemometerkonstruksjonen. Disse er gitt i tabell 6.6, og det henvises til tverrsnittsdelen illustrert på figur C.6 gitt i vedlegg C.3.

Tabell 6.6: Kritiske vindhastigheter for de ulike tverrsnittsdelen av anemometerkonstruksjonen ved mode A1, A4 og A5 for testing i vindtunnel

| Mode No. | Egenfrekvens [Hz] | Konstruksjonsdel | | | |
|----------|-------------------|-------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|
| | | Brakettprofil St = 0,12 | Anemometerdeler St = 0,18 | | |
| | | D = 40 mm | Krone (A) D = 6 mm | Tynn del (B) D = 13 mm | Tykk del (C) D = 57 mm |
| A1 | 6,78 | 2,3 m/s | 0,2 m/s | 0,5 m/s | 2,2 m/s |
| A4 | 15,54 | 5,2 m/s | 0,5 m/s | 1,1 m/s | 4,9 m/s |
| A5 (FEM) | 52,73 | 17,6 m/s | 1,8 m/s | 3,8 m/s | 16,7 m/s |

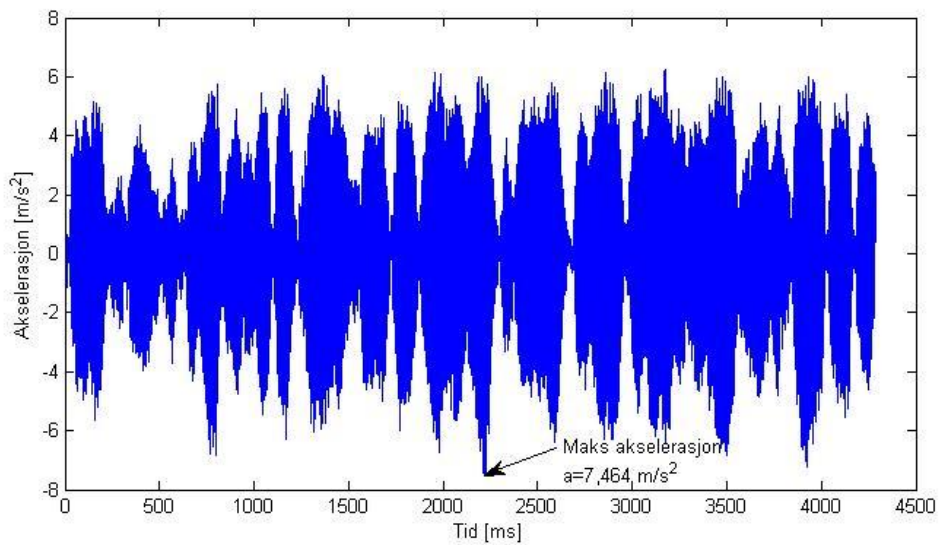
Det ble gjennomført målinger av vibrasjoner for området 50 – 850 RPM. Hver av målingene ble gjennomført over en periode på ca. 30 sekunder, og det ble gjort målinger for hvert intervall av 25 RPM for å kunne oppdage alle relevante resonanseffekter. Dersom det oppstod betydelige svingninger ved en gitt hastighet, ble det gjennomført målinger med intervaller på 5 RPM rundt denne hastigheten for å finne resonanspunktet mer presist. Vindhastighetene ved hvert tilfelle av RPM ble målt, og disse er vist i tabell 6.7.

Tabell 6.7: Målte vindhastigheter ved ulike RPM

| RPM | V [m/s] | RPM | V [m/s] |
|-----|---------|-----|---------|
| 50 | 1,2 | 475 | 13,3 |
| 75 | 2 | 500 | 14 |
| 100 | 2,8 | 525 | 14,6 |
| 125 | 3,5 | 550 | 15,3 |
| 150 | 4,2 | 575 | 16,2 |
| 175 | 5 | 600 | 17 |
| 200 | 5,6 | 625 | 17,6 |
| 225 | 6,2 | 650 | 18,3 |
| 250 | 7 | 675 | 19 |
| 275 | 7,8 | 700 | 19,6 |
| 300 | 8,5 | 725 | 20,2 |
| 325 | 9,2 | 750 | 21,1 |
| 350 | 9,8 | 775 | 21,9 |
| 375 | 10,6 | 800 | 22,5 |
| 400 | 11,4 | 825 | 23,3 |
| 425 | 12,1 | 850 | 24 |
| 450 | 12,7 | | |

Vindmåleren som ble brukt til å måle vindhastigheten var såpass upresis, og vindhastigheten varierte noe ved hvert trinn, slik at hastighetene ble rundet av til en desimal.

Responstestene ble gjort med tidsseriemålinger av akselerasjoner. For å finne maksimale hastigheter og forskyvninger, ble først de maksimale akselerasjonene plukket ut fra tidsseriene. Dette er vist på figur 6.8 med et eksempel for testen som ble gjennomført ved vindhastighet lik 13,3 m/s.

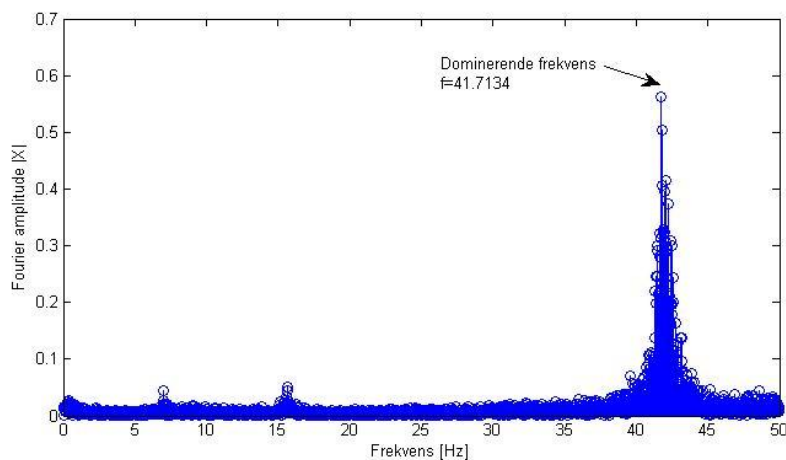


Figur 6.8: Plot av akselerasjonstidsserien ved $V=13,3$ m/s

For å estimere maksimal hastighet ble målingene forenklet ved å anta en harmonisk fri svingning. Dette vil spesielt være tilnærmet virkeligheten ved resonans ettersom én vibrasjonsmode da vil være klart dominerende. Dette gir maksimal hastighet v_{max} fra følgende uttrykk:

$$v_{max} = \frac{1}{2\pi f} a_{max} \quad (6.7)$$

der a_{max} er maksimal amplitude for akselerasjon. Tilhørende svingefrekvens f for svingningen med maksimal akselerasjon ble bestemt ved toppunktet til Fourier amplitudene, se figur 6.9.

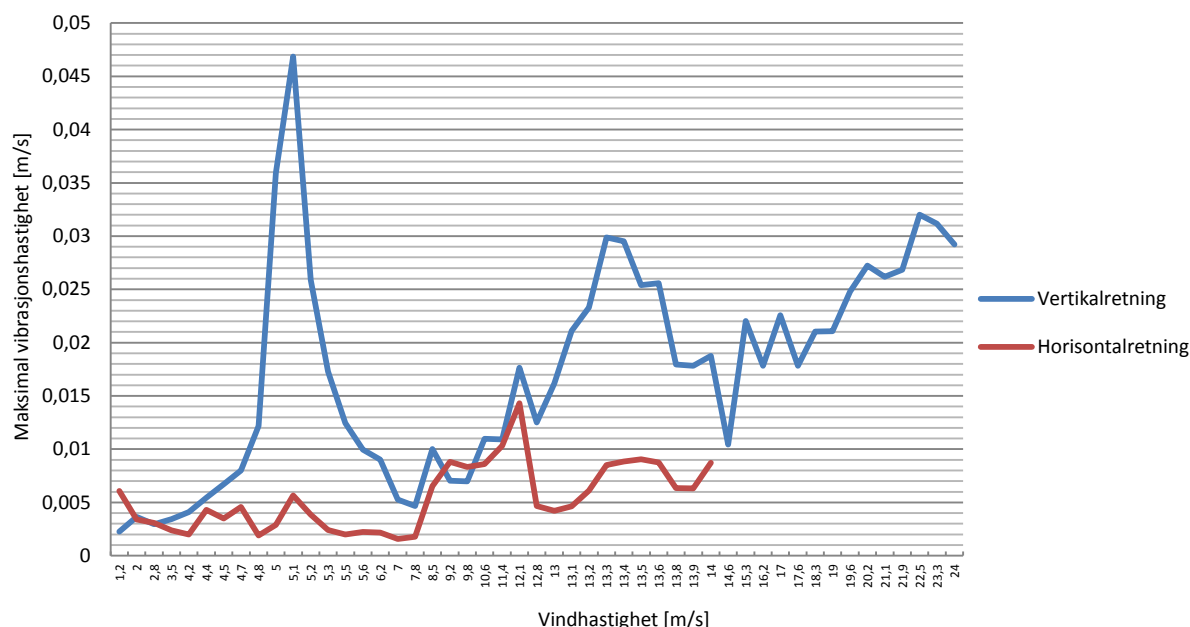


Figur 6.9: Plot av auto-spektraltettheten for akselerasjon i vertikal retning ved $V=13,3$ m/s

Dersom Fouriertransformasjonen gir flere dominerende toppunkt vil det ikke nødvendigvis være punktet med høyest topp som gir størst hastighet. Dette kan skje dersom andre dominerende topper i Fourier amplitudene har lavere frekvens, fordi maksimal akselerasjon a_{max} deles på frekvensen f i uttrykk (6.7) for å finne v_{max} . I slike tilfeller ble også hastigheten fra andre topper i auto-spektraltettheten beregnet, med tilhørende amplitude identifisert i tidsserien. Den forstyrrelsen som gav størst verdi ble benyttet.

Resultater og diskusjon

Bildet til venstre på figur 6.7 viser hvordan anemometerkonstruksjonen ble montert i vindtunnelen. Vinden vil strømme gjennom tunnelen, og det oppstår tverrsvingninger induisert av virvelavløsning på anemometerkonstruksjonen. Ut ifra hvordan akselerometeret er montert måles respons av toppen til anemometeret i vertikalretning og i horisontal tverretning av vinden, se figur 6.6. Resultatene for de maksimale hastighetsforstyrrelsene fra testing av anemometerkonstruksjonen beregnet etter metoden beskrevet er vist i figur 6.10.



Figur 6.10: Resultater fra testing av anemometerkonstruksjon i vindtunnel. Blå graf viser maksimal vibrasjonshastighet i vertikalretning, mens rød graf viser maksimal vibrasjonshastighet i horisontalretning

Auto-spektraltetthetstoppen for den tvungne svingningen fra virvelavløsning i vertikalretning kan identifiseres ved alle testene. Dette gjøres ved å studere utviklingen av Fourier amplitudene for testene ved de ulike vindhastighetene. De dominerende svingefrekvensene for vibrasjon i horisontalretning på figur 6.10 preges av tvungne svingninger fra virvelavløsningsfrekvensen. Dette gjør at resultatene ved vindhastigheter over ca. 15 m/s har redusert kvalitet. Ved å studere Fourier amplitudene for testene ved de ulike hastighetene viser det seg at dominerende svingformer fra den tvungne virvelavløsningsfrekvensen vil stige over Nyquistfrekvensen til akselerometeret på 50 Hz. Ettersom disse frekvensene er

dominerende for svingefrekvensene i horisontalretning, må disse sees bort ifra da de ikke er gyldige. Derfor avsluttes plottet her for responsen i tverretning.

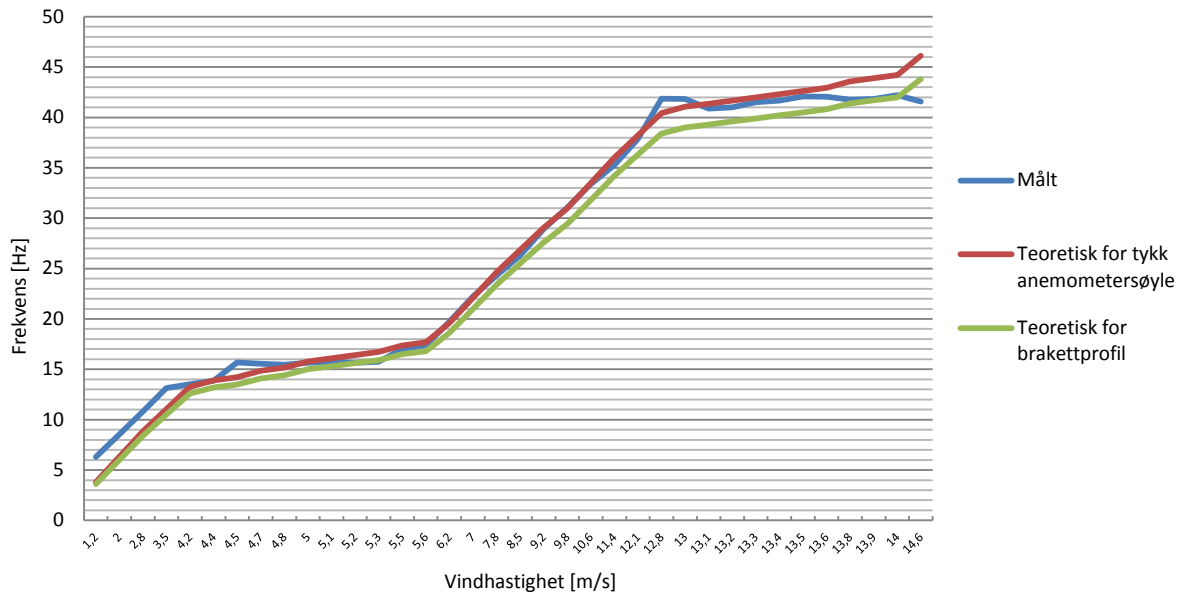
De dominerende svingefrekvensene for vibrasjon i vertikalretning vil på sin side være klart preget av frekvenser tilsvarende egenfrekvensene til vibrasjonsmode A4 og A5, se figur 5.7. Fourier amplitudene for egenfrekvensene til disse modene har langt større utslag enn den tvungne svingningen fra virvelavløsningsfrekvensen for alle testene. Det vil dessuten antagelig ikke kunne oppstå ny resonans før virvelavløsningsfrekvensen nærmer seg de neste vibrasjonsmodene med ca. 150 Hz i egenfrekvens, noe som gir en kritisk vindhastighet på ca. 50 m/s for både tverrsnittet til tykk del av anemometer og det kvadratiske brakettprofillet. Dermed anses det som legitimt å beregne hastighetsforstyrrelser også forbi vindhastigheter på 15 m/s for vertikalretningen.

Figur 6.10 viser at vindhastigheter under ca. 4,7 m/s nærmest vil gi ubetydelige hastighetsforstyrrelser. Dette vil si at vesentlige vindhastighetsforstyrrelser fra virvelavløsning grunnet eksitasjon av mode A1 er lite sannsynlige. Den første toppen for vibrasjon i vertikalretning virker å komme av resonans mellom mode A4 og virvelavløsning på den tykke delen av anemometersøylen og/eller på brakettprofillet. Den tykke delen av anemometersøylen og brakettarmen har relativt like egenskaper for virvelavløsning ved henholdsvis D/St -forhold lik 0,32 og 0,33. De kritiske vindhastighetene for disse tilfellene er henholdsvis 4,9 og 5,2 m/s, se tabell 6.6. Dette stemmer relativt godt med den betraktede toppen som kan lokaliseres ved en vindhastighet på ca. 5,1 m/s.

Neste topp for vibrasjon i vertikalretningen virker på samme måte å komme av resonans mellom mode A5 og virvelavløsning på den tykke delen av anemometersøylen og/eller på brakettprofillet. De kritiske vindhastighetene for disse tilfellene er henholdsvis 16,7 og 17,6 m/s (se tabell 6.6), altså et stykke over den betraktede toppen ved 13,3 m/s. Dette er allikevel realistisk ettersom egenfrekvensen til mode A5 i praksis vil ligge noe lavere enn ved FEM-modellen (se kapittel 5.3), både på grunn av den avvikende monteringsmåten og fordi stivheten for denne moden etter all sannsynligvis er betydelig overestimert i FEM-modellen. Det siste er nærmere diskutert i kapittel 5.3.

De dominerende svingefrekvensene i vertikalretning vil være fra mode A4 eller mode A5, se figur 5.7. Virvelavløsningsfrekvensen vil ikke gi dominerende tvungne svingninger med unntak av resonans med de to nevnte modene. Det er vanskelig å skille mellom hva som skyldes virvelavløsning om tykk del av anemometersøylen og virvelavløsning om brakett, ettersom forholdet D/St er forholdsvis likt for de to tilfellene. Vibrasjonen i vertikalretning har klart størst utslag, og dette gjenspeiler svingeformene for mode A4 og A5, se figur 5.7.

Auto-spektraltetthetstoppen for den tvungne svingningen fra virvelavløsning i vertikalretning kan identifiseres ved alle testene. Dette gjøres ved å studere utviklingen av Fourier amplitudene for testene ved de ulike vindhastighetene. Den teoretiske virvelavløsningsfrekvensen til den tykke delen av anemometersøylen og brakettprofillet kan beregnes etter uttrykk (6.7) for vindhastighetene ved de ulike testene. Målte og teoretiske virvelavløsningsfrekvenser kan dermed sammenlignes, og dette er plottet i figur 6.11.



Figur 6.11: Sammenligning av målt virvelavløsningsfrekvens med teoretiske virvelavløsningsfrekvenser for tykk anemometersøyle og kvadratisk brakettprofil

”Lock-in”- effekten kommer tydelig frem i figur 6.11. Virvelavløsningsfrekvensen vil tilpasse seg egenfrekvensen til konstruksjonen ved resonans selv om vindhastigheten øker. Dette er tilfellet ved de to flate partiene på grafene på figur 6.11, der resonans oppstår ved mode A4 og A5.

De maksimale forskyvningene, ved uttrykk (6.8), som kan oppstå fra virvelavløsning beregnes fra de maksimale akselerasjonene registrert ved vindhastigheter på 5,1 m/s og 13,3 m/s, og med registrerte dominerende svingefrekvenser på henholdsvis 15,64 og 41,68 Hz. De maksimale akselerasjonene er målt til henholdsvis 4,61 og 7,73 m/s², og det antas altså at disse kommer av virvelavløsningsresonans med mode A4 og A5.

$$Y_{max,modeA4} = \frac{1}{(2\pi f_4)^2} a_{max,modeA4} = \frac{1}{(2\pi \times 15,64)^2} \times 4,61 = 0,48 \text{ mm}$$

$$Y_{max,modeA5} = \frac{1}{(2\pi f_5)^2} a_{max,modeA5} = \frac{1}{(2\pi \times 41,68)^2} \times 7,73 = 0,11 \text{ mm}$$
(6.8)

De maksimale forskyvningene gir vertikal forskyvning av toppen til anemometeret i samme lengderetning som braketten ved den konfigurasjonen anemometerkonstruksjonen ble montert i vindtunnelen. Dette tilsvarer horisontal forskyvning ved konfigurasjonen anemometerkonstruksjonen blir montert på bruene.

Konklusjon

Det kan konkluderes med at hastighetsforstyrrelsene av vindmålingene, grunnet virvelavløsning rundt anemometerkonstruksjonen, vil ha en øvre grense på ca. 0,047 m/s, se

figur 6.10. Dette antas å gjelde for forstyrrelsene som kan oppstå fra vind med retning vinkelrett på anemometerkonstruksjonen for vindhastigheter helt opp til 24 m/s. Vind i retning parallelt med anemometerkonstruksjonen er da ikke betraktet, men det forventes at disse forstyrrelsene vil være vesentlig mindre enn de horisontale forstyrrelsene beregnet for vindlast i vindretning vinkelrett på anemometerkonstruksjonen, se kapittel 6.4.

Det understrekes at forstyrrelser fra virvelavløsningen betraktet her vil gi vibrasjon på tvers av vindretningen. Det vil dermed ikke gi betydelige forstyrrelser i selve vindretningen, som jo i utgangspunktet er den viktigste vindkomponenten.

6.5.2 Lokal vibrasjon av tilstøtende konstruksjonsdeler

Lysmast på Bergsøysundbrua

Virvelavløsning vil gi sideveis respons for lysmastene uansett vindretning. Det vises til kapittel 5.6 for beskrivelse av de relevante vibrasjonsmodene L1, L2, L5, L6, L10, L12 og L15 for lysmasten med anemometerkonstruksjonen montert. Kritisk vindhastighet for de ulike tverrsnittene på lysmasten er regnet ut etter uttrykk (6.2) med Strouhal-tall lik 0,18 for sirkulært sylindrisk tverrsnitt, og gitt i tabell 6.8.

Tabell 6.8: Kritiske vindhastigheter for lysmast Bergsøysundbrua

| Mode No. | Egenfrekvens [Hz] | Nedre del [m/s] | Midtre del [m/s] | Øvre del [m/s] |
|----------|-------------------|----------------------|---------------------|---------------------|
| | | $D = 114 \text{ mm}$ | $D = 89 \text{ mm}$ | $D = 60 \text{ mm}$ |
| L1 | 2,05 | 1,3 | 1,0 | 0,7 |
| L2 | 2,05 | 1,3 | 1,0 | 0,7 |
| L5 | 9,67 | 6,1 | 4,8 | 3,2 |
| L6 | 9,85 | 6,2 | 4,9 | 3,3 |
| L10 | 23,32 | 14,8 | 11,5 | 7,8 |
| L12 | 48,23 | 30,5 | 23,9 | 16,1 |
| L15 | 81,12 | 51,4 | 40,1 | 27,0 |

Det anses som usannsynlig at mode L10, L12 og L15 vil kunne eksiteres nevneverdig av virvelavløsning grunnet den svært kompliserte svingeformen. For vibrasjonsmode L5 og L6 (se figur 5.32) vil utslaget til modene ved anemometeret være relativt lite, da svingeformen til lysmasten har tilnærmet nullpunkt der braketten er montert. Dette gjør at det vurderes som mest relevant å vurdere effekten for mode L2. Denne er relativt lik mode L1, men grunnet at mode L2 vil eksiteres ved vindretning vinkelrett på bruene anses L2 som mest kritisk.

For beregning av respons fra tverrsvingninger indusert fra virvelavløsning er dempningen avgjørende. Grunnet tidsmessige forhold og vurderinger av HMS, ble det ikke gjennomført vibrasjonstester av lysmastene på Bergsøysundbrua for å estimere de dynamiske egenskapene. Det ble derimot gjennomført vibrasjonstester av en referanselysmast ved NTNU med lignende utførelse for å fremskaffe tilnærmede parametre til beregningene, og dette er vist i vedlegg C.5.

Hengestenger på Gjemnessundbrua

På Gjemnessundbrua monteres anemometrene på hengestengene til brua. Det er da viktig at lokale svingninger av hengestengene ikke gir betydelige forstyrrelser i måledataene. Det er ulike årsaker til eksitasjon av kabelsvingning. Blant disse er respons fra vindturbulens i vindretningen, virvelavløsning, parametriske eksitasjon og regn-vind-indusert vibrasjon. Responsen fra vindturbulens i vindretning er sjelden kritisk for slike konstruksjonsdeler [35], og spesielt ikke for de korte hengestengene anemometerkonstruksjonen skal monteres i på Gjemnessundbrua. Det blir derfor sett nærmere på muligheten for eksitasjon fra virvelavløsning. Regn-vind-indusert vibrasjon blir betraktet i kapittel 6.6.

Hengestengene på Gjemnessundbrua har varierende lengder fra 62,2 m til 1,7 m, og diameteren er 56 mm. Dette gir følgende masse per meter kabel ved å forenkle hengestengene til å bestå av massivt konstruksjonsstål:

$$m = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \rho = \frac{\pi}{4} \times 0,056^2 \times 7850 = 19,3 \text{ kg/m} \quad (6.9)$$

Kablene er så slanke at bøyestivheten vil gi svært lite bidrag til den totale stivheten i forhold til den geometriske stivheten fra strekkraften i kablene. Hengestengene er belastet med ca. 306 kN fra brubanens egenvekt [3]. Ved å neglisjere bøyestivheten kan egenfrekvensene til kablene estimeres etter følgende uttrykk [12]:

$$f_n = \frac{n}{2} \times \sqrt{\frac{N}{m \times l^2}} \quad (6.10)$$

der l er gitt som lengden av selve hengestengene uten kabelfester. N er aksialkraften i hengestengene, og vibrasjonsmode nummer n tilsvarer antall halve sinusbølger for svingeformen. Dette gir egenfrekvenser for hengestengene som vist i tabell 6.9. Anemometeret monteres på hengestang 29 som uthevet i tabellen.

Tabell 6.9: Kritiske vindhastigheter for hengestengene på Gjemnessundbrua [1]

| Stang No. | Lengde [m] | Mode No. | Bølgelengde [m] | Egenfrekvens [Hz] | Kritisk vindhastighet [m/s] |
|--------------|--------------|----------|-----------------|-------------------|-----------------------------|
| 4/47 | 48,294 | 1 | 48,294 | 1,3 | 0,4 |
| | | 2 | 24,147 | 2,6 | 0,8 |
| | | 3 | 16,098 | 3,9 | 1,2 |
| | | 4 | 12,074 | 5,2 | 1,6 |
| | | 5 | 9,659 | 6,5 | 2,0 |
| 10/41 | 25,913 | 1 | 25,913 | 2,4 | 0,8 |
| | | 2 | 12,957 | 4,9 | 1,5 |
| | | 3 | 8,638 | 7,3 | 2,3 |
| 17/34 | 9,010 | 1 | 9,010 | 7,0 | 2,2 |
| | | 2 | 4,505 | 14,0 | 4,4 |
| 22/29 | 2,980 | 1 | 2,980 | 21,1 | 6,6 |
| 25/26 | 1,774 | 1 | 1,774 | 35,5 | 11,0 |

Et annet fysisk problem som kan gi vibrasjoner i hengestenger er interaksjon mellom hengestengene og hovedspennet. Bevegelser kan induseres fra trafikklast (vertikalt) og vind (vertikalt og horisontalt). Dette vil kunne bli et problem dersom hengestangen og brubanen har egenfrekvenser i nærheten av hverandre. Tabell 6.9 viser imidlertid at egenfrekvensen til hengestangen anemometerkonstruksjonen monteres i er på 21,1 Hz, og vil dermed være mye høyere enn egenfrekvensene til de vibrasjonsmodene som vil dominere svingningene av brubanen, se kapittel 8.

Respons fra virvelavløsning

Respons fra tverrsvingninger indusert fra virvelavløsning er svært komplisert blant annet fordi den opptredende lasten påvirker konstruksjonen samtidig som konstruksjonen påvirker lasten. Det finnes ingen fullstendig analytisk metode for å regne respons fra virvelavløsning. Derimot er det utviklet ulike empiriske metoder.

For å gjøre en tilnærming til hvilken effekt virvelavløsning vil kunne gi for lysmasten på Bergsøysundbrua og hengestangen på Gjemnessundbrua, benyttes den tilnærmede metoden beskrevet i kapittel E.1.5.2 [33] i EC1 Del 1-4. Metoden gir størrelsen på maksimale tverrsvingninger indusert fra virvelavløsning, og kan benyttes til å beregne responsen for ulike konstruksjoner og svingeformer.

Metoden tar hensyn til den minkende risikoen for tverrsvingninger indusert fra virvelavløsning ved økende turbulensintensitet, og anbefales for normale klimaforhold [33]. Dersom vinden er svært turbulent vil dette altså redusere risikoen for tverrsvingninger indusert av virvelavløsning, ettersom resonans vil oppstå rundt bestemte vindhastigheter. Risikoen for respons vil dessuten også minke ved økende Scruton-tall [37].

Beregningene for de maksimale forskyvningene ved måleområdet til anemometeret er beskrevet i vedlegg C.5, og resultatene er presentert i tabell 6.10. I tillegg er maksimale hastighetsforstyrrelser beregnet etter uttrykk (6.6). Vertikal respons av måleområdet til anemometerkonstruksjonen som følge av lysmastens rotasjon er neglisjert.

Tabell 6.10: Maksimal horisontal respons og vindmålingsforstyrrelser fra virvelavløsning for lysmast på Bergsøysundbrua og hengestang på Gjemnessundbrua hvor anemometerkonstruksjonen monteres.

| Tilstøtende konstruksjonsdel | Maksimal respons i måleområde [mm] | Vindmålingsforstyrrelser [m/s] |
|------------------------------|------------------------------------|--------------------------------|
| Lysmast (Bergsøysundbrua) | 7,1 | 0,09 |
| Hengestang (Gjemnessundbrua) | 0,4 | 0,03 |

Den maksimale hastighetsforstyrrelsen for hengestangen er i samme størrelsesorden som nøyaktigheten til anemometeret (0,01 m/s), og under 0,5 % av den kritiske vindhastigheten som gir resonans fra virvelavløsning (6,6 m/s). Den maksimale hastighetsforstyrrelsen for lysmasten på Bergsøysundbrua er ca. 12,9 % av den kritiske vindhastigheten som gir resonans fra virvelavløsning rundt øvre del av lysmasten (0,7 m/s).

Kritiske vindhastigheter som gir maksimale hastighetsforstyrrelser, både for lokal vibrasjon av anemometerkonstruksjonen og for hengestang, opptrer relativt nærme hverandre ved henholdsvis 5,1 og 6,6 m/s. Det vil dermed kunne gi korrelerte forstyrrelser fra virvelavløsning på anemometerkonstruksjon og hengestang. Summen av disse forstyrrelsene gir $0,03 + 0,047 = 0,077$ m/s som vil være ca. 1,2 % av den kritiske vindhastigheten for hengestangen. Korrelasjonseffekten vil ikke oppstå på tilsvarende måte for virvelavløsning på anemometerkonstruksjon og lysmast på Bergsøysundbrua som følge av at kritisk vindhastighet for fundamental mode L2 av lysmast kun vil være lik 1,3 m/s.

Det bør også nevnes at virvelavløsningsfenomenet berørt i denne rapporten er basert på uniform strømming av vind, uten turbulens. Vinden vil i praksis være svært turbulent slik at resonans av virvelavløsning vil være kortvarig.

6.6 Andre potensielle kilder til vindmålingsforstyrrelser

Virvelavløsning på brubane

Anemometeret skal i utgangspunktet plasseres så høyt over brubanen at virvelavløsningen rundt brukassen ikke påvirker vindfeltet som treffer anemometerkonstruksjonen. På Bergsøysundbrua, og spesielt på Gjemnessundbrua, vil derimot mulighetene til dette for anemometer midt på brua være begrenset som følge av montering i henholdsvis lysmaster, med måleområdet ca. 5,8 m over brubanen, og lave hengestenger, med måleområdet ca. 3,1 m over brubanen. Forstyrrelsene som vil oppstå fra dette fenomenet vil derfor være mest kritisk for Gjemnessundbrua, men det kan heller ikke utelukkes at det vil være et problem for Bergsøysundbrua. Tverrsvingninger av brubanen, induisert fra virvelavløsning, på Gjemnessundbrua var for øvrig et betydelig problem inntil det ble montert ledeskovler som reduserte dette betraktelig.

Det presiseres imidlertid at forstyrrelser fra virvelavløsning på brukassen bare vil kunne være et problem dersom vindretningen er slik at vindfeltet passerer brubanen i bredderetning før det treffer anemometeret. Virvlene vil avløses i vaken av brukassen, og gi effekter i vindfeltet over brudekket. Dette vil dermed si at forstyrrelsene fra dette fenomenet kan antas å være neglisjerbart med mindre vinden har retning mot sør-øst for Gjemnessundbrua og nord-vest for Bergsøysundbrua.

For montering av anemometerkonstruksjonen på Hardangerbrua, der alle hengestengene er betydelig høyere enn på Gjemnessundbrua, bør det gjøres vurderinger på hvor høyt anemometerkonstruksjonen bør plasseres for å unngå slike forstyrrelser fra virvelavløsning rundt brudekket.

Turbulenseffekter rundt nærstående konstruksjonsdeler (hengestang/lysmast)

Anemometerkonstruksjonen monteres på en hengestang ved Gjemnessundbrua og en lysmast på Bergsøysundbrua. For slanke konstruksjoner med høyde til bredde forhold $h/d > 4$, som

står nærme hverandre, bør effekten fra økt turbulens i vaker av nærliggende konstruksjoner tas hensyn til [33]. Det er dermed nødvendig å undersøke om anemometeret vil få relevante påvirkninger av dette fenomenet når den ligger på lesiden av hengestangen/lysmasten. I Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster punkt 6.3.3(2) kan respons fra denne effekten antas å være neglisjerbar dersom en av de etterfølgende betingelsene er oppfylt:

- Avstanden mellom to konstruksjoner er større enn 25 ganger kryssvind dimensjonen av konstruksjonen på lo side, det vil si bredden av hengestang/lysmast.
- Egenfrekvens på over 1 Hz for konstruksjonen på lesiden, det vil si anemometerkonstruksjonen

Når det gjelder første punkt så vil avstanden mellom konstruksjonene være ca. 1 m. Kryssvind dimensjonen til hengestengene og lysmastene vil begge være større enn 1/25 meter, og denne betingelsen vil dermed ikke være oppfylt.

Den andre betingelsen vil derimot være oppfylt ettersom de laveste egenfrekvensene til anemometerkonstruksjonen er ca. 6,85 Hz. Det antas dermed at respons induert fra vaker av hengestenger og lysmaster på anemometeret vil være neglisjerbart. Dette betyr imidlertid ikke at man kan utelukke betydelige forstyrrelser i vindhastighetene som måles av anemometeret fra dette fenomenet. For å kunne utdype effekten av dette må det gjøres nærmere analyser enn hva som er gjennomført i denne rapporten.

Regn-vind-indusert vibrasjon på kabler

95 % av alle vibrasjonsproblemer på kabler kommer av fenomenet regn-vind-indusert vibrasjon [37]. Regn-vind-indusert vibrasjon er en type aerodynamisk instabilitet som oppstår ved at tverrsnittets symmetriske aerodynamiske egenskaper endrer seg når regnvann renner langs hengestengene. Vibrasjoner kan da oppstå ved kombinasjon av regn og sterk vind, noe som kan medføre at den aerodynamiske dempningen blir negativ og systemet blir ustabil [37].

Regn-vind-indusert vibrasjon kan hovedsakelig være et problem for hengestenger hvor Scruton-tallet er lavere enn 10 [35]. Dette vil for tilfellet med hengestengene på Gjemnessundbrua, med stangdiameter D lik 56 mm og fordelt masse m ca. lik 19 kg/m, kreve dempning på ca 0,2 %. For skråstagbruer ligger dempningskoeffisienten i området 0,05 % til 0,5 % [37]. Det er imidlertid rimelig å forvente at dempningen til hengestengene i hengebruer ligger noe høyere enn for stag i skråstagbruer, da hengestengene er festet til en fleksibel kabel i toppen. Dette medfører at vibrasjonene lettere vil fordele seg utover i konstruksjonen og dempes ut for en hengestang i en hengebru sammenlignet med et mer fastspent stag i en skråstagbru. Hengestengene på Gjemnessundbrua forventes derfor å ligge opp imot 0,5 %, noe som vil minke sannsynligheten for kraftig regn-vind-indusert vibrasjon.

Basert på observasjoner av regn-vind-indusert vibrasjon for skråstagsbruer, finnes det enkelte fellestrekk for tilfellene hvor regn-vind-indusert vibrasjon har forekommet [35]. Blant disse fellestrekkene er at kabeldiameterne har vært i området 140 til 225 mm, og at kablene har hatt

en helning mellom 20 til 40 grader. Siden kablene på Gjemnessundbrua er tynnere enn dette, og også vertikale, er det derfor grunn til å anta at dette ikke vil være et kritisk problem.

6.7 Utmatting

Redusert tverrsnittsareal, endring i geometri og defekter i sveiser gir spenningskonsentrasjoner. Dette kan videre føre til sprekkvekst ved varierende belastninger, som i de fleste tilfeller starter ved konstruksjonens overflate.

Den fluktuerende vindlasten skaper varierende spenninger fra bidrag av resonans- og bakgrunnskomponenter. Selv om utmattingsbrudd under vindlast er sjeldent, kan det bli kritisk for stål og aluminium konstruksjoner som er spesielt utsatt for fluktuerende vindlast [34]. Derfor er det nødvendig å kartlegge anemometerkonstruksjonens utmattingskapasitet med tanke på vind.

6.7.1 Metode for beregning av utmattings-skade

S-N kurver

Forskningen på utmatting fra stokastiske dynamiske lastprosesser, som vindlast, er begrenset. Derimot er det gjort grundig forskning på utmatting av metalliske materialer utsatt for sinusbelastninger med konstant amplitude. Det antas da at hver syklus av respons fra sinusbelastningene gir et skadeinkrement som avhenger av spenningsvidden. Hver suksessive syklus genererer skade som akkumulerer i forhold til antall spenningsvekslinger som gir brudd. Det er basert på slik forskning de såkalte Wöhler kurver (S-N kurver) er utviklet. Disse uttrykkes på følgende form [38]:

$$N = \begin{cases} K \times \Delta\sigma^{-m}, & \Delta\sigma \geq \sigma_{ug} \\ \infty, & \Delta\sigma < \sigma_{ug} \end{cases} \quad (6.11)$$

der:

- N er antall svingninger inntil det oppstår utmattingsbrudd
- $\Delta\sigma$ er spenningsveksling
- K er en positiv materialkonstant
- m er negativ invers stigningstall av S-N kurven
- $\Delta\sigma_{ug}$ er en utmattingsgrense som definerer øvre grense for når utmattings-skade vil oppstå ved konstante amplituder

Ettersom sveiste forbindelser kan inneholde skarpe kjerver, vil utmattingsfastheten først og fremst være avhengig av sveisedetalj og geometri.

Palmgren-Miner regelen

For å beregne effekt på utmatting av konstruksjonen kan Palmgren-Miner regelen [39], også kalt delskadehypotesen, benyttes. Denne baserer seg på at utmattingspåkjenningene kan utregnes ved bruk av S-N tilnærming, der det antas lineær kumulativ skade og uavhengighet av hvilken rekkefølge spenningsvekslingene inntreffer. Ved å tilnærme langtidsspenningsvekslinger med et histogram bestående av konstante spenningsblokker med antall spenningsvekslinger n_i , kan akkumulert delskade D fra utmatting utregnes ved følgende uttrykk [39]:

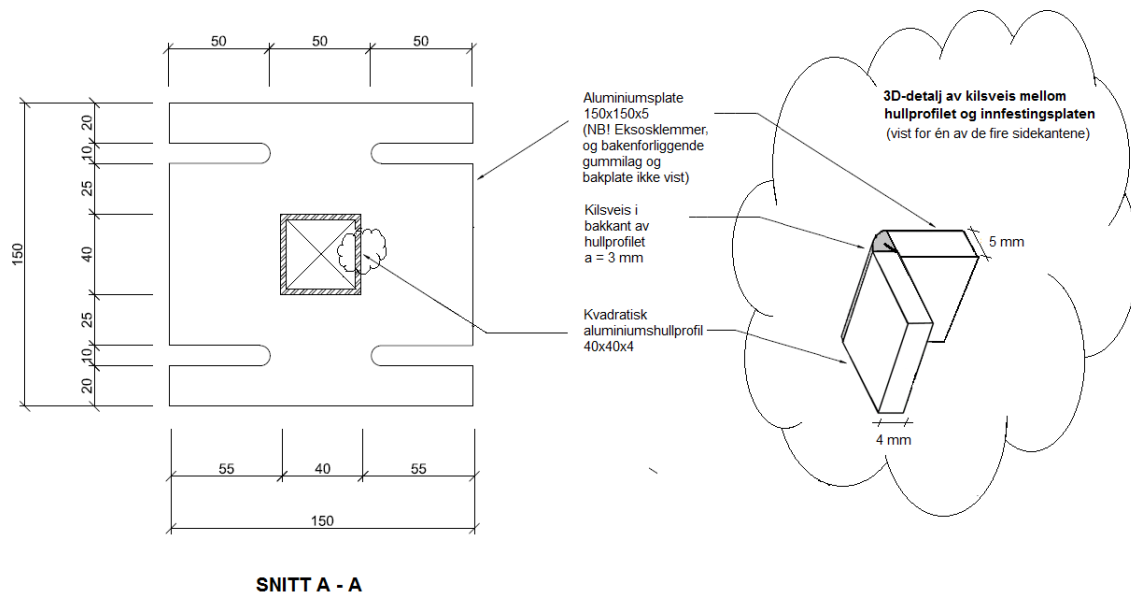
$$D = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} \leq \eta \quad (6.12)$$

der:

- D er akkumulert utmattingskade
- k er antall spenningsblokker. Antall spenningsblokker bør være minst 20 for å sikre tilfredsstillende numerisk nøyaktighet [40]
- n_i er antall spenningscykler for spenningsblokk i
- N_i er antall sykler før utmattingsbrudd ved en konstant spenningsveksling $\Delta\sigma_i$
- η er kapasitetsfaktoren, som ofte settes lik 1,0 [34]

6.7.2 Kritisk detalj for anemometerkonstruksjonen

Utmattingsbrudd fra sveisens tå, og inn i grunnmaterialet, kan initieres ved små defekter dersom spenningene er høyest i tåen på grunn av sveisens geometri. Sprekkvekst fra utmatting kan også skje fra sveisens rot og gjennom en kilsveis. Kilsveiser bør derfor i utgangspunktet unngås i knutepunkt hvor konsekvensene ved brudd er store, ettersom pålitelig inspeksjon av sveisens rot er tilnærmet umulig. For anemometerkonstruksjonen er en slik kilsveis benyttet for sammenføyningen av det kvadratiske hulprofilen og innfestingsplaten ved innspenningen av braketten, se figur 6.12.



Figur 6.12: Detaljer ved innspenningen til anemometerkonstruksjonen mellom brakettarmen og innfestingsplaten. Snitt A-A fra figur 5.1 er vist til venstre

Figur 6.12 viser at det kvadratiske aluminiumshulprofilet, med veggtykkelse 4 mm, er sveiset til innfestingsplaten, med platetykkelse 5 mm, ved sammenføyning 1 mm inn i utsparingen på innfestingsplaten. Dette gir dermed en kilsveis i bakkant av hulprofilet med sidekanter på 4 mm og et a-mål på ca. 3 mm.

Det antas at sveisen vil være den kritiske detaljen med tanke på utmatting, både med tanke på sveisens kapasitet og ettersom de maksimale bøyepeningene oppstår her. De to eksosklemmene som strammer anemometerkonstruksjonen fast til hengestangen/lysmasten vil også kunne være en kritisk komponent. Disse vil på sin side ha betydelig lengre intern momentarm til å ta opp momentet ved innspenningen sammenlignet med brakettprofilet, og de opptrede kreftene i eksosklemmene antas dermed ikke å bli store.

Det bør likevel gjøres en betraktning for nødvendig forspenning av disse klemmene. Det anbefales uansett å gjennomføre en inspeksjon av eksosklemmene med et intervall på 1 år i starten. Ettersom de er lett tilgjengelig kan dette kontrolleres ved å stramme til med en skiftenøkkel. Dersom de ikke viser tegn til å løsne kan det anbefalte intervallet økes, og normalt doubles for hver gang.

6.7.3 Detaljklassifisering av kritisk detalj

For beregning av utmatting med detaljkategorier [39] benyttes en nominell spenning. Den nominelle spenningen defineres som spenningen i det opprinnelige materialet som tilstøter en potensiell sprekkvekst. Denne spenningen kan beregnes ved å benytte elementær bjelketeori.

Nominelle spenninger beregnes ved snittet som detaljkategoriene angir som kritiske. Detaljklassifiseringen og de tilhørende S-N kurvene tar selv hensyn til de lokale

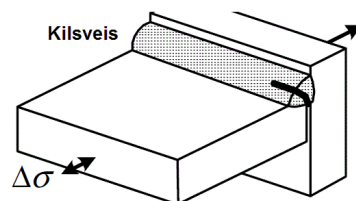
spenningskonsentrasjonene som skyldes sveisens og detaljens utforming nær det kritiske punktet for detaljen. Eventuelle spenningskonsentrasjoner fra global geometri må derimot tas hensyn til ved en spenningskonsentrasjonsfaktor SCF [39].

Det er meget viktig å vurdere hvilke S-N kurver som i hvert tilfelle bør benyttes ettersom mange faktorer vil kunne påvirke en detaljkategori:

- Spenningsforløpet relativt til detaljen
- Punktet hvor den initielle sprekkveksten oppstår
- De geometriske egenskapene til sammenføyningskomponentene og sveisens relative størrelse i forhold til disse
- Residualspenninger

I tillegg vil utførelsen av sveisen, med tanke på både fabrikkasjonsmetode og kvalitetsnivå, ha stor innvirkning på utmattingsstyrken. Grunnet lite kjennskap til fabrikkasjonen av den betraktede sveisedetaljen er det uvisst i hvilken grad fabrikkasjonstoleransene til referansedetaljen er overholdt, og om det dermed bør tas hensyn til tilleggsspenninger som følge av at de faktiske fabrikkasjonstoleransene eventuelt overstiger toleransene S-N kurvene er basert på.

Det kritiske området for utmattning av anemometerkonstruksjonen antas å være ved kilsveisen som forbinder brakettarmen med innfestingsplaten ved innspenningen, se figur 6.12. Sveist aluminium har lav styrke, og samtidig vil spenningene bli størst her ved vindbelastninger. For sveisen mellom det kvadratiske hulprofilet og innfestingsplaten ved innspenning blir detaljkategori 9.3 [39] vurdert som den mest representative referansedetaljen, med tanke på type sveis og last- og geometriske parametre, se figur 6.13.



Figur 6.13: Kilsveis aluminium detaljkategori 9.3 [39]

Spenningsforløpet ved den faktiske detaljen (se figur 6.12) vil kurve gjennom sveisen rundt 90-gradervinkelen mellom hulprofilet og innfestingsplaten. Dette vil gi høy spenningskonsentrasjon med maksimalspenning ved det punktet sveisen er svakest, nemlig innerst i vinkelen der enden av hulprofilet møter innfestingsplaten. Detaljkategori 9.3 [39] gir altså ikke en fullgod representasjon av den faktiske detaljen.

Ved den faktiske detaljen vil det i tillegg kunne være rotfeil som ikke er identifisert. Dette gir grunnlag for usikkerhet. Detaljkategori 9.3 [39]. angir at sprekkvekst vil oppstå ved sveisens

rot kun for a/t -forhold $\leq 0,6$ [39]. Sprekkvekst vil da forplante seg gjennom sveisens hals, som er den korteste avstand fra rot til overflate (a -målet). Selv om den betraktede detaljen i dette tilfellet har et a/t -forhold lik 0,75, er det likevel grunn til å tro at sprekkvekst vil skje fra roten på grunn av rotfeil som eventuelt er her.

S-N kurve for detaljkategori 9.3

Utmattingskapasiteten for spenningsvidder med sykluser i området 10^5 til 5×10^6 bestemmes generelt etter følgende uttrykk:

$$N_i = 2 \times 10^6 \left(\frac{\Delta \sigma_c}{\Delta \sigma_i} \frac{1}{\gamma_{Ff} \gamma_{Mf}} \right)^{m_1} \quad (6.13)$$

der:

- N_i er beregnet antall spenningsvekslinger ved utmattingsbrudd for spenningsvidde $\Delta \sigma_i$
- $\Delta \sigma_c$ er referanseverdien for utmattingsstyrken ved 2×10^6 sykluser, avhengig av detaljkategori. For detaljkategori 9.3 er denne lik 12 N/mm^2 [33]
- $\Delta \sigma_i$ er spenningsvidden for hovedspenningen ved konstruksjonsdetaljen, og er konstant for alle vekslingene
- m_1 er den inverse helningen for $\Delta \sigma$ - N kurven i dette området, avhengig av detaljkategori. For detaljkategori 9.3 er denne lik 3,4 [33]
- γ_{Ff} er partialfaktor som tar hensyn til usikkerhet i lastspektrum og responsanalyse.
- γ_{Mf} er partialfaktor for usikkerhet i materiale og utførelse.

For spenningsvidder med sykluser under 10^5 vil uttrykk (6.13) kunne være unødvendig konservativt. Det velges likevel å benytte uttrykk (6.13) også for dette området.

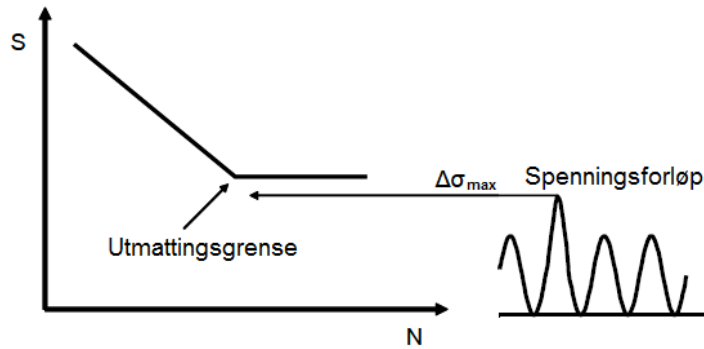
Utmattingskapasiteten for spenningsvidder med sykluser i området 5×10^6 til 10^8 bestemmes etter følgende uttrykk:

$$N_i = 5 \times 10^6 \left(\frac{\Delta \sigma_c}{\Delta \sigma_i} \frac{1}{\gamma_{Ff} \gamma_{Mf}} \right)^{m_2} \left(\frac{2}{5} \right)^{\frac{m_2}{m_1}} \quad (6.14)$$

der:

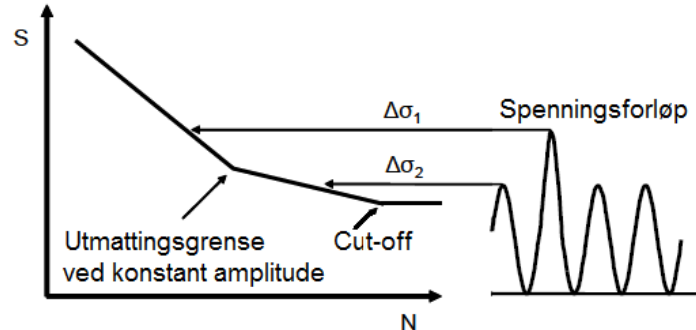
- m_2 er den inverse helningen for $\Delta \sigma$ - N kurven i dette området, avhengig av detaljkategori. For detaljkategori 9.3 er denne lik $m_1 + 2 = 5,4$ [33]

Detaljert utmattingsanalyse er ikke nødvendig dersom maksimal nominell spenningsvidde for detaljen er under utmattingsgrensen for konstant amplitude $\Delta \sigma_D$ ved 5×10^6 sykluser, se figur 6.14.



Figur 6.14: Definisjon av utmattingsgrense. Dersom alle spenningsvidder faller under denne kan utmattinganalyse utelates

Dersom en eller flere opptredende spenningsvidder $\Delta\sigma_i$ (se figur 6.15) for detaljen overskrider utmattingsgrensen for konstant amplitude $\Delta\sigma_D$ er detaljert utmattinganalyse nødvendig. Spenningsviddene som overskrider utmattingsgrensen vil kunne indusere sprekkevekst, og dermed vil også lavere spenningsvidder, under $\Delta\sigma_D$, kunne bidra til økt sprekkevekst og dermed utmattingsskade. I dette tilfellet må alle spenningsvidder ned til *cut-off* grensen $\Delta\sigma_L$ ved 10^8 sykluser tas hensyn til ved beregning av utmattingsskade. Spenningsvidder under *cut-off* grensen kan antas ikke å bidra til utmattingsskade.



Figur 6.15: Ved detaljert utmattinganalyse angir *cut-off* grensen øvre grense for spenningsvidder som kan antas å ikke bidra til utmattingsskade

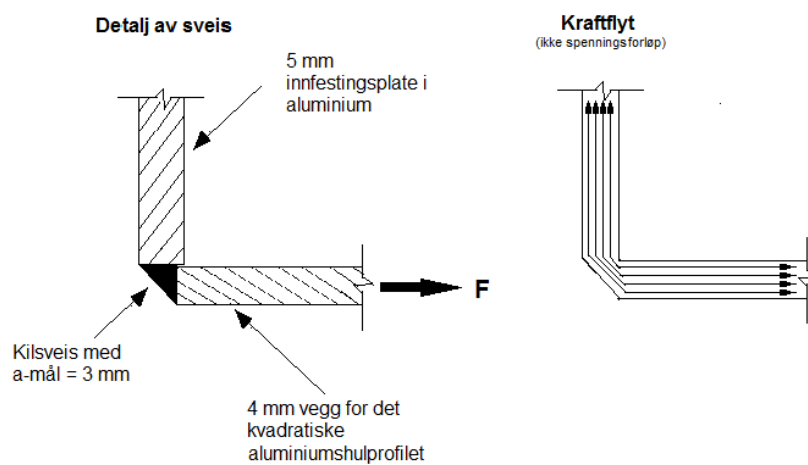
6.7.4 Nominelle spenninger

For anemometerkonstruksjonen velges det å følge tilsvarende regelverk som for trafiksikkerhetsutstyr. I henhold til kapittel 5.2 i Statens vegvesens håndbok 062 Trafiksikkerhetsutstyr [41] angis det at bruksgrensetilstand kan benyttes for utmattingsberegninger som angitt i tabell 6.11.

Tabell 6.11: Partialfaktorer ved bruksgrensetilstand for trafikksikkerhetsutstyr [41]

| | |
|------------------|------------------------------|
| $\gamma_G = 1,0$ | Partialfaktor for egenlast |
| $\gamma_Q = 1,0$ | Partialfaktor for vindlast |
| $\gamma_M = 1,0$ | Partialfaktor for materialer |

Figur 6.16 viser hvordan kraftflyten vil bre seg gjennom sveisen for den betraktede detaljen. Kraftene vil her måtte passere en redusert tverrsnittstykkelse som følge av at brakettarmen har en veggtykkelse på 4 mm og sveisens a-mål kun er 3 mm. Dette tas forenklet hensyn til ved å multiplisere de maksimale nominelle spenningene ved det kvadratiske hulprofilet med en faktor 4/3.



Figur 6.16: Illustrasjon av kraftflyt ved detalj av sveis

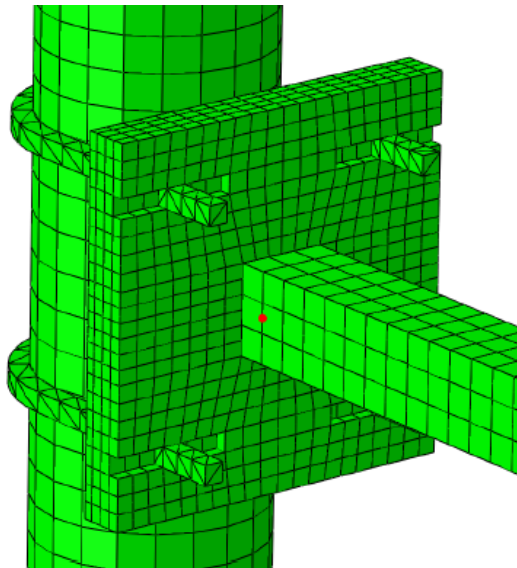
6.7.5 Utmattingsanalyse for bredbåndet lastprosess fra turbulent vind

Langtidsfordelinger av spenningsvidder kan finnes ved deterministisk- eller spektralanalyse. Utmattingsanalysen kan dermed beregnes basert på et forventet spenningsforløp. Spenningsforløpet kan defineres som forventet antall sykluser for hver spenningsamplitude i løpet av betraktet levetid. Langtidsfordelingen av spenningsviddene bør estimeres basert på forventede konservative verdier.

Lasthistorien for dynamisk respons fra vindlast i vindretningen tilnærmes som foreslått i kapittel B.3 i EC1 Del 1-4 [33]. Antall ganger N_g vindeffekten ΔS overstiges gjennom en periode på 50 år estimeres etter følgende uttrykk etter punkt B.3(1) i EC1 Del 1-4 [33]:

$$\frac{\Delta S}{S_k} = 0,7 \times (\log(N_g))^2 - 17,4 \times \log(N_g) + 100 \quad (6.15)$$

der S_k er den karakteristiske vindeffekten med en returperiode på 50 år, og ΔS er en prosentandel av denne. Den karakteristiske vindeffekten S_k bestemmes fra responsberegningene som er beskrevet i kapittel 6.4.1, der FEM-modellen av anemometerkonstruksjonen påføres den karakteristiske vindlasten med 50 år returperiode for henholdsvis Gjemnessundbrua og Bergsøysundbrua. Hovedspenningene er trukket ut i noden markert på figur 6.17 og presentert i tabell 6.12. Disse spenningene er registrert i selve anemometerbrakettprofilen, og økes med en faktor på 4/3 for å ta hensyn til tverrsnittsreduksjonen ved kilsveisen, se kapittel 6.7.4.



Figur 6.17: Node ved innspenning på brakettarm hvor spenninger fra 50 års vindlast beregnes

Tabell 6.12: Maksimale beregnede spenninger fra karakteristisk vindlast med 50 år returperiode

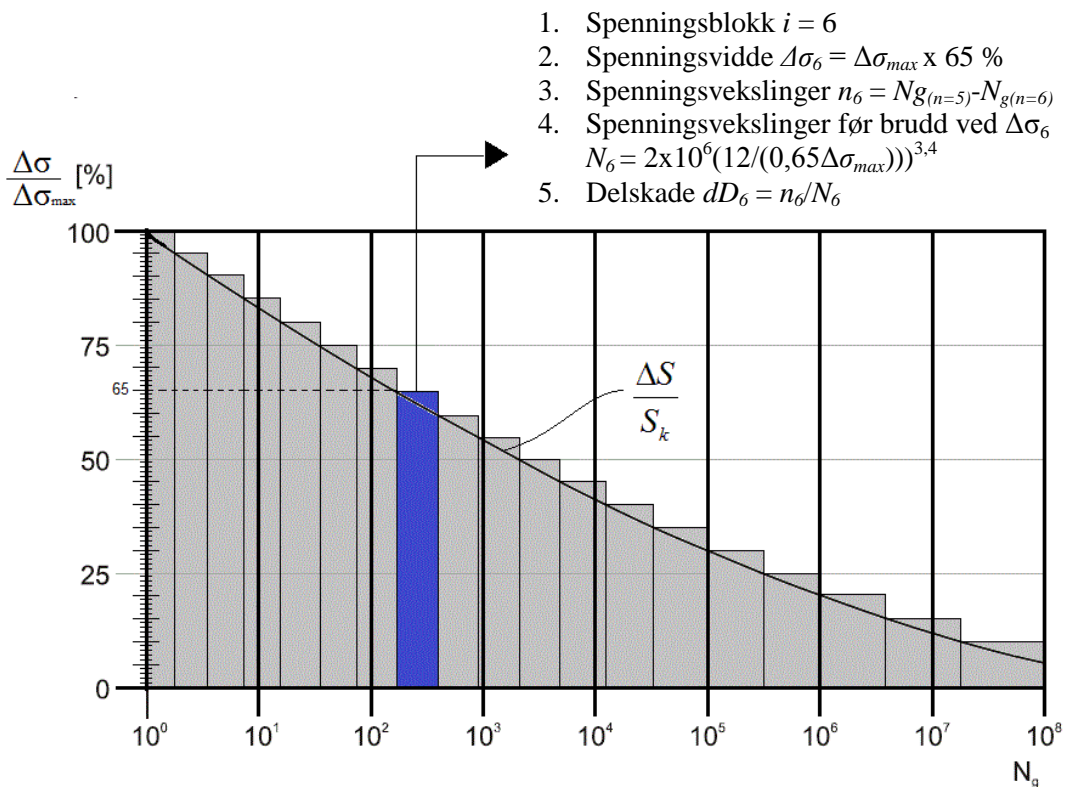
| | Spenningsamplitude ved brakettprofil ved FEM [MPa] | Spenningsamplitude pga. redusert tverrsnitt ved kilsveis [MPa] |
|-----------------|--|--|
| Gjemnessundbrua | 33 | 44 |
| Bergsøysundbrua | 27 | 36 |

Det antas at langtidslastbildet gitt ved uttrykk (6.15) er basert på absoluttverdier av opptredende effekter fra vind. Av hensyn til utmatting vil det være mer korrekt også å ta hensyn til at skifte av vindretning vil innvirke på de opptredende spenningsviddene. Det er likevel for enkelthetskyld antatt at vindlasten virker kun fra en side. Dermed settes spenningsviddene, som angir fluktuasjonen til spenningene, lik spenningsamplitudene fra langtidsfordelingen ved uttrykk (6.15).

Langtidslastbildet vil naturligvis i praksis være langt mer komplisert med varierende vindretning, men det antas at det ikke vil være spenningsvekslingene som skyldes skifte av vindretning som vil gi de viktige bidragene til utmattingskaden. Skifte av vindretning skjer relativt sjeldent sammenlignet med de kontinuerlig fluktuerende vindkastene. Beregningene gitt i tabell 6.13 og 6.14 for henholdsvis Gjemnessundbrua og Bergsøysundbrua viser

dessuten at det kun er spenningsviddene med lastvekslinger over en million som gir relevante bidrag til utmattingskaden.

Metoden for utmattingsanalysen fra vindlast i vindretning på anemometerkonstruksjon er vist grafisk på figur 6.18, og i tabell 6.13 og 6.14 er analysen vist for anemometerkonstruksjonen på henholdsvis Gjemnessundbrua og Bergsøysundbrua. Analysene ble utført ved å dele opp langtidsfordelingen, fra uttrykk (6.15), av spenningene opp i spenningsblokker med 5 % intervaller av den karakteristiske spenningen vindlast med 50 år returperiode. Spenningsblokkene ble konservativt beregnet slik at hele blokken oversteg kurven for langtidsfordelingen.



Figur 6.18: Prinsipp for utmattingsanalysen vist for beregningen ved spenningsblokk $i = 6$

Tabell 6.13: Utmatningsanalyse for anemometerkonstruksjonen på Gjemnessundbrua basert på karakteristisk vindlast i vindretning med 50 år returperiode

| Spenningsblokk | Spenningsnivå ift. $\Delta\sigma_{max}$ | Spenningsvekslinger | Spenningsvekslinger før utmattingsbrudd | Delskade |
|---|--|-------------------------|--|-------------|
| i | % | $n = N_g(i-1) - N_g(i)$ | N_i | dD |
| 1 | 5 | - | N/A | N/A |
| 2 | 10 | 78144151 | 262955291 | 0,29718 |
| 3 | 15 | 17064506 | 29443478 | 0,57957 |
| 4 | 20 | 3562456 | 6227589 | 0,57204 |
| 5 | 25 | 874773 | 2688507 | 0,32538 |
| 6 | 30 | 242368 | 1446421 | 0,16756 |
| 7 | 35 | 73795 | 856398 | 0,08617 |
| 8 | 40 | 24252 | 543880 | 0,04459 |
| 9 | 45 | 8492 | 364405 | 0,02330 |
| 10 | 50 | 3138 | 254688 | 0,01232 |
| 11 | 55 | 1214 | 184193 | 0,00659 |
| 12 | 60 | 489 | 137023 | 0,00357 |
| 13 | 65 | 204 | 104376 | 0,00196 |
| 14 | 70 | 88 | 81129 | 0,00109 |
| 15 | 75 | 39 | 64165 | 0,00061 |
| 16 | 80 | 18 | 51523 | 0,00035 |
| 17 | 85 | 8 | 41926 | 0,00020 |
| 18 | 90 | 4 | 34521 | 0,00011 |
| 19 | 95 | 2 | 28724 | 0,00007 |
| 20 | 100 | 2 | 24127 | 0,00008 |
| Akkumulert delskade $D = \Sigma dD =$ | | | | 2,12 |

Tabell 6.14: Utmatningsanalyse for anemometerkonstruksjonen på Bergsøysundbrua basert på karakteristisk vindlast i vindretning med 50 år returperiode

| Spenningsblokk | Spenningsnivå ift. $\Delta\sigma_{max}$ | Spenningsvekslinger | Spenningsvekslinger før utmattingsbrudd | Delskade |
|---|--|-------------------------|--|-------------|
| i | % | $n = N_g(i-1) - N_g(i)$ | N_i | dD |
| 1 | 5 | - | N/A | N/A |
| 2 | 10 | 78144151 | 777128546 | 0,10055 |
| 3 | 15 | 17064506 | 87016190 | 0,19611 |
| 4 | 20 | 3562456 | 18404791 | 0,19356 |
| 5 | 25 | 874773 | 5515905 | 0,15859 |
| 6 | 30 | 242368 | 2861577 | 0,08470 |
| 7 | 35 | 73795 | 1694285 | 0,04356 |
| 8 | 40 | 24252 | 1076004 | 0,02254 |
| 9 | 45 | 8492 | 720933 | 0,01178 |
| 10 | 50 | 3138 | 503871 | 0,00623 |
| 11 | 55 | 1214 | 364405 | 0,00333 |
| 12 | 60 | 489 | 271084 | 0,00181 |
| 13 | 65 | 204 | 206496 | 0,00099 |
| 14 | 70 | 88 | 160503 | 0,00055 |
| 15 | 75 | 39 | 126943 | 0,00031 |
| 16 | 80 | 18 | 101932 | 0,00017 |
| 17 | 85 | 8 | 82946 | 0,00010 |
| 18 | 90 | 4 | 68296 | 0,00006 |
| 19 | 95 | 2 | 56827 | 0,00003 |
| 20 | 100 | 2 | 47733 | 0,00004 |
| Akkumulert delskade $D = \Sigma dD =$ | | | | 0,83 |

Et estimat på levetiden til anemometerkonstruksjonen kan gjøres ved å regne ut $50 \text{ år}/D$. Dette gir henholdsvis levetid på 23,6 og 60,6 år for anemometerkonstruksjonen på Gjemnessundbrua og Bergsøysundbrua. Dette burde være en tilfredsstillende levetid for anemometerkonstruksjonen.

6.7.6 Utmattingsanalyse for smalbåndet lastprosess fra virvelavløsning

Det verste tilfellet av smalbåndet resonanseffekt for anemometerkonstruksjonen i denne rapporten ble identifisert fra virvelavløsning i vindtunneltestingen i kapittel 6.5.1. Det ble estimert en maksimal forskyvning på henholdsvis 0,48 mm og 0,11 mm ved uttrykk (6.8) på toppen av anemometerkonstruksjonen (over måleområdet) for henholdsvis resonans av vibrasjonsmode A4 og A5, se figur 5.7.

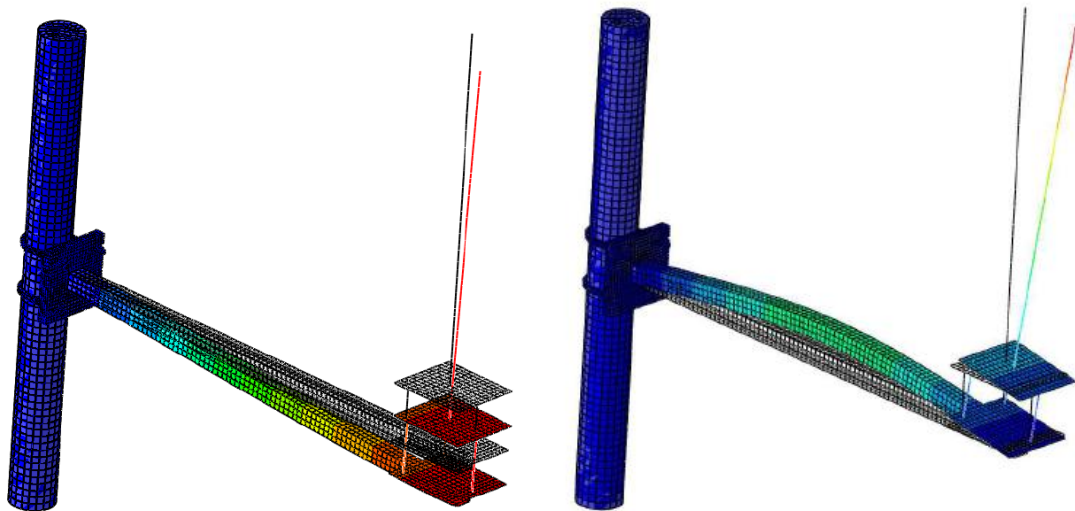
For å estimere spenninger som vil oppstå ved sveisen ble svingeformene til mode A4 og A5 studert, se figur 5.7. Svingeformen til A4 vil ha en vertikal forskyvning ved tuppen av brakettarmen, og tilnærmet 0 rotasjon ved denne enden. Svingeformen til A5 vil ha tilnærmet ingen forskyvning i tuppen av brakettarmen, men en utbøying av selve armen som maksimeres like ved midtpunktet. For å estimere spenningene som opptrer ved sveisen grunnet vibrasjon av mode A4 og A5 ble modellen av anemometerkonstruksjonen, med to lag gummi, påført et forskyvningsfelt i Abaqus som tilnærmet tilsvarte disse svingeformene.

Basert på svingeformen til mode A4 ble forholdet mellom horisontal forskyvning i toppen av anemometeret, og vertikal forskyvning av tuppen til brakettarmen, beregnet i Abaqus til å være lik 0,15. På tilsvarende måte ble forholdet mellom horisontal forskyvning i toppen av anemometeret og vertikal forskyvning midt på brakettarmen beregnet til å være lik 0,08 for mode A5. Forskyvningen ved tuppen av brakettarmen for mode A4, og midt på brakettarmen for mode A5, ble estimert ved å multiplisere maksimal forskyvning i toppen av anemometeret, målt ved vindtunneltestingen, med henholdsvis 0,15 for mode A4 og 0,08 for mode A5. Dette gav en forskyvning i brakettuppen for mode A4 på 0,072 mm, og en forskyvning midt på brakettarmen på 0,009 mm for mode A5.

Disse forskyvningene ble så påført modellen av anemometerkonstruksjonen som vist i figur 6.19, og kan oppsummeres som følger:

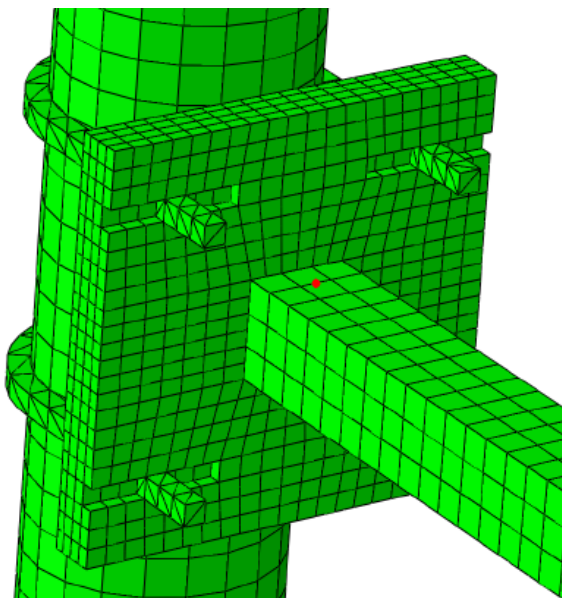
- Mode A4:
 - Ingen rotasjon ved brakettende
 - 0,072 mm vertikal forskyvning av brakettende

- Mode A5
 - Ingen vertikal forskyvning ved brakettende
 - 0,009 mm vertikal forskyvning av brakettens midtpunkt



Figur 6.19: Det påførte forskyvningsfeltet som tilnærmet representerer deformasjonen av brakettarmen for henholdsvis mode A4 (t.v.) og mode A5 (t.h.). De faktiske svingeformene til modene er vist på figur 5.7.

Til å etablere en tilnærmet ekvivalent modell av hvilke krefter som ville oppstå fra tverrsvingningene induisert av virvelavløsning, ble de angitte forskyvningene og rotasjonene nevnt i forrige avsnitt innført som randbetingelser for modellen av anemometerkonstruksjonen. Deretter ble spenningene beregnet ved en node som ville være representativ for de maksimale spenningene til brakettarmen ved innspenningen, uten ufysiske effekter fra modelleringen. Denne noden er vist på figur 6.20.



Figur 6.20: Node ved innspenning på brakettarm hvor spenninger fra ekvivalent modell av påkjenninger fra resonans med virvelavløsning beregnes

Spenningene ble dermed beregnet for brakettarmen med vegtykkelser på 4 mm. For å ta hensyn til kraftflyten gjennom det reduserte tverrsnittet ved sveisens a-mål på 3 mm oppjusteres de beregnede spenningene med en faktor $4/3$.

For å kunne beregne de opptredende spenningsviddene ble det tatt hensyn til at virvelavløsningsfenomenet vil indusere tverrsvingninger på braketten fra side til side med like store utslag. Spenningsvidden blir dermed det dobbelte av spenningen som oppstår ved den beregnede forskyvningen. Resultatene av beregning av maksimale spenningsvidder fra tverrsvingninger indusert av virvelavløsning er presentert i tabell 6.15.

Tabell 6.15: Maksimale beregnede spenninger fra tverrsvingninger indusert av virvelavløsning ved mode A4 og A5

| Mode i resonans | Spenningsamplitude brakettarm fra maksimal forskyvning (FEM) [MPa] | Spenningsamplitude pga. redusert tverrsnitt ved kilsveis [MPa] | Spenningsvidde [MPa] |
|-----------------|--|--|----------------------|
| A4 | 0,12 | 0,16 | 0,32 |
| A5 | 0,04 | 0,05 | 0,11 |

Cut-off grensen $\Delta\sigma_L$ for detaljkategori 9.3 er $5,3 \text{ N/mm}^2$ [39]. Beregningen av spenninger fra virvelavløsning vil dermed, med svært god margin, ikke gi utmattingskade.

6.7.7 Diskusjon

Utmattingsanalysen fra den bredbåndede lastprosessen som følge av vindturbulens gav en levetid på henholdsvis 23,6 og 60,6 år for anemometerkonstruksjonen på Gjemnessundbrua og Bergsøysundbrua. Dette burde være en tilfredsstillende levetid for anemometerkonstruksjonen.

Designet av sveiste forbindelser bør helst gjøres slik at utmattingsbrudd som initieres ved roten er mindre sannsynlig enn brudd som starter ved tåregionen. Et av hovedproblemene for den betraktede detaljen sammenlignet med detaljkategori 9.3 [39], er at sprekkveksten etter alt å dømme vil oppstå ved sveisens rot grunnet rotfeil. Inspeksjon og overvåking av sprekkveksten vil dermed ikke være mulig, i tillegg til at det ikke er mulig å kontrollere selve utførelsen av sveisen i det viktigste området av sveisen.

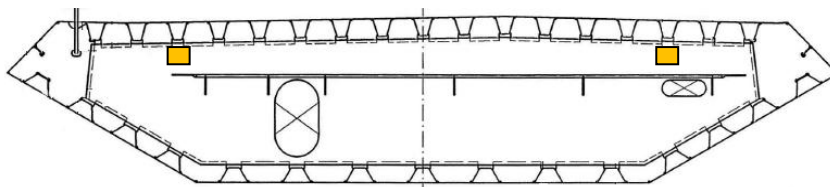
Basert på alle usikkerhetsmomentene rundt detaljen diskutert i rapporten er det knyttet stor usikkerhet til de estimerte levetidene. På den andre siden vil metoden for å beregne akkumulert delskade, ved spenningsblokker som ligger konsekvent ovenfor $\Delta S/S_k$ kurven, gi en konservativ tilnærming. Dessuten er den karakteristiske vindlasten beregnet ved meget konservative tilnærminger som beskrevet i kapittel 6.1 og vedlegg C.3. Det vil dermed kunne antas å være gode forutsetninger for at den estimerte levetiden kan oppnås i praksis.

Det bør likevel gjøres utbedrende tiltak for detaljen slik at en ønsket levetid kan oppnås med større sikkerhet. Det kan anbefales at det legges til en lukket kilsveis fra utsiden for å redusere problemet knyttet til rotfeil, og etablere et gunstigere spenningsforløp for detaljen.

7 Påvirkninger på akselerometre

7.1 Gjemnessundbrua

På Gjemnessundbrua ble det montert syv noder for å måle akselerasjonene til brua, der hver node har to akselerometersensorer, se kapittel 3.3.1. Brukassen på Gjemnessundbrua består av seksjoner med tverrskott for ca. hver fjerde meter. Disse tverrskottene er sveiset fast til platefeltene og de langsgående stiverne til brukassen. Modellen er basert på detaljtegninger av tverrskottene [1]. Hengestengene er innfestet på hvert tredje tverrskott og det er på disse skottene akselerometrene monteres, da dette vil gi målinger med best representasjon av de globale svingningene til brua.



Figur 7.1: Tverrskott og plassering av akselerometersensorer (gule bokser) [1]

Lokale vibrasjoner av tverrskottene med tilstøtende platefelt vil kunne eksiteres av eksempelvis trafikklaster. Ettersom de lokale egenfrekvensene for tverrskottene kan ligge mellom egenfrekvensene til de globale svingformene, er det nødvendig å kartlegge tverrskottenes dynamiske egenskaper. Det vil være enklere å identifisere de globale egenfrekvensene til brua dersom de lokale egenfrekvensene er kjent. De lokale egenfrekvensene kan dermed filtreres ut fra de målte tidsseriene for å unngå at disse akselerasjonene forstyrrer målingene av de globale svingningene.

En del av brukassen bestående av et tverrskott med de tilstøtende platefeltene er modellert i FEM-programmet Abaqus, der det er gjort modale analyser for å kartlegge egenfrekvenser og de tilhørende svingformene til skottene.

Etter modelleringen, ble det utført dynamisk testing av egenfrekvensene til tverrskottene gjennom forsøk på brua. Svingformene som ble identifisert fra modelleringen gav da et

grunnlag for å bestemme hvor akselerometersensoren som ble benyttet til testingen burde plasseres, og også hvordan tverrskottet skulle eksiteres for å igangsette flest mulig vibrasjonsmoder.

Det presiseres at tverrskottmodellen ikke tar hensyn til innfestingen til hengestengene. Tverrskott med hengestenger ville vært langt mer komplekst å modellere korrekt, blant annet med tanke på selve innfestingen og den geometriske stivheten som må innføres. FEM-modellen vil dermed forventes å stemme best overens med egenskapene til tverrskottene som ikke er festet til hengestenger.

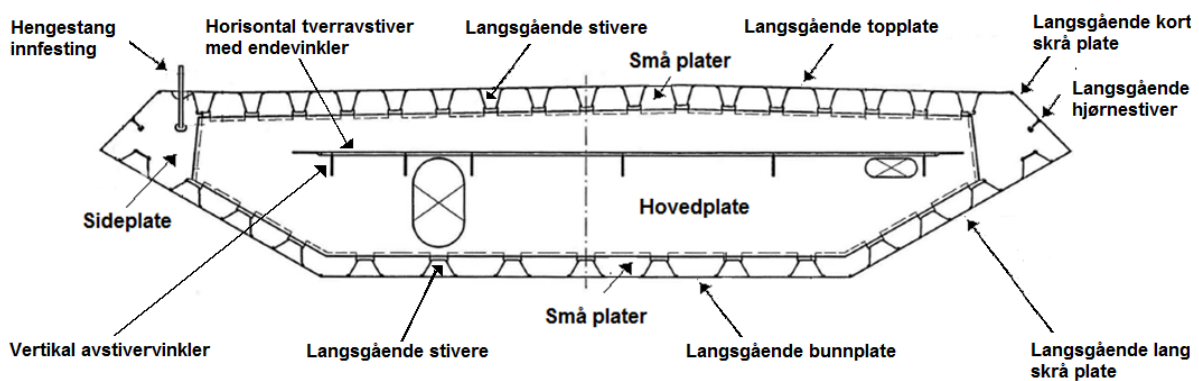
7.1.1 FEM-analyse

Modellering

For å beskrive problemet matematisk forenkles den fysiske modellen etter skallteori. Alle delkomponentene er modellert som 3D deformerbare skall, med lastbæring både i plan og ut av plan. Det er brukt såkalte konvensjonelle skallelementer der geometrien spesifiseres ved et referansemidtpunkt med en gitt tykkelse.

Geometri

Det ble modellert en del av brukassen bestående av ett tverrskott med tilstøtende platefelt, til neste tverrskott, på hver side. Den numeriske modellen i Abaqus skulle i størst mulig grad bygge på de samme forutsetningene som tverrskottene på Gjemnessundbrua (se detaljtegninger [1]). Oppriss av tverrskottplaten er vist i figur 7.2, med definisjon av de ulike konstruksjonsdelene som er medtatt i FEM-modellen.



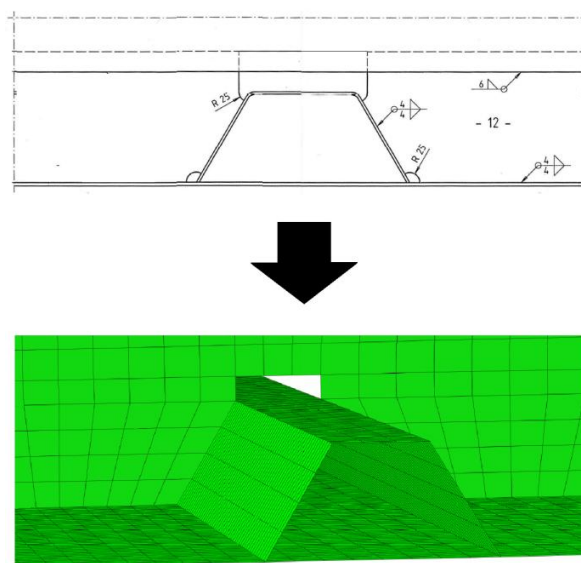
Figur 7.2: Oppriss av tverrskottet med definisjon av konstruksjonsdelene [1]

Ved knutepunktene mellom de ulike platefeltene ble det noder ved midtplanet til platene grunnet modellering med skallelementer. Dermed ble det ”dobbel” materiale der platefeltene opptar samme rom, noe som vil påvirke stivheten i disse knutepunktene.

Foruten tilnærmingene som gjøres med tanke på skallteori, var det nødvendig å gjøre forenklinger til geometrien for å etablere en tilfredsstillende elementinndeling. Dette ble

vurdert med tanke på fornuftig tidsbruk, regularitet i elementinndelingen og beregningstyngde. Disse forenklingene kan i all hovedsak oppsummeres i følgende grupper:

- Alle sveiser og omfaring av plater ble neglisjert, da dette vanskelig lar seg modellere med skallelementer. På figur 7.2 er de overlappende platene markert med stiplede linjer. Tverrskottplaten ble modellert som en homogen plate på 12 mm, men består i praksis av en hovedplate, to sideplater og småplater mellom alle de langsgående stiverne. Alle platene overlapper hverandre med 50 mm omfaring, og de er sveist sammen med 6 mm kilsveis ved begge omfarende render. Småplatene sveises til de langsgående stiverne, topp- og bunnplate med 4 mm kilsveis på begge sider av platene. På samme måte er sideplatene sveist til hjørnestiverne og de korte skrå platene, se figur 7.2. Ved å neglisjere omfaring og sveis fås en noe mykere oppførsel isolert sett ved disse detaljene. Dette er en forenkling som vil kunne få en relevant innvirkning på resultatene.
- Avrundings- og innkuttingsdetaljer ved tilstøtende platedeler ble neglisjert med hensyn til regularitet i elementinndelingen og forvrengning av elementer. Et eksempel er vist på figur 7.3 for en detalj ved de langsgående stiverne på bunnplata.



Figur 7.3: Forenklet modellering av detaljen hvor tverrskott sveises til de langsgående stiverne på bunnplaten

Neglisjeringen ble gjort på alle de øvre og nedre langsgående stiverne, ved hjørnestiverne og ved de vertikale vinkelavstiverne på tverrskottet. Dette vurderes som å ha neglisjerbar innvirkning på egenfrekvensene, og gir en langt enklere geometri å modellere med tanke på regularitet av elementer.

- Tuppen av profilet til hjørnestiverne, og den tverrgående horisontale stiveren på tverrskottplaten, ble forenklet modellert grunnet komplisert geometri. Disse ble av hensyn til bruken av skallelementer forenklet med L-form med samme tykkelse som

hoveddelen av profilet. Denne forenklingen vurderes til å være av neglisjerbar karakter sett i et helhetlig perspektiv av modellen.

- Masser fra ledeskovler (112 kg/m), lysmaster (6 kg/m), rekkverk (82 kg/m), sluk (3 kg/m), overflatebehandling (26 kg/m) [3] og registreringskassen (35 kg) er neglisjert, da disse bidragene til sammen utgjør mindre enn 5 % av massen til modellen. Sammenlignet med omstendighetene ved dynamisk testing av tverrskottene vil det i tillegg være to personer som står på de tilstøtende platefeltene under forsøkene. Dette tas heller ikke hensyn til under modelleringen.
- Spenningstilstanden i tverrskottplaten og de tilstøtende platefelt, som vil gi geometrisk stivhetsbidrag, ble ikke tatt hensyn til. Tverrskottplatene uten hengestenger vil i praksis få trykkspenninger fra overliggende last. Det antas at dette ikke vil gi store utslag, og dette drøftes i resultatene fra testingen. Å ta hensyn til dette geometriske stivhetsbidraget ville krevd en mer omfattende analyse, og effekten må forventes å være svært liten.

Materialdata

Alle konstruksjonsdelene er modellert som konstruksjonsstål, med materialegenskaper gitt i tabell 5.1.

Innføring av overliggende masse

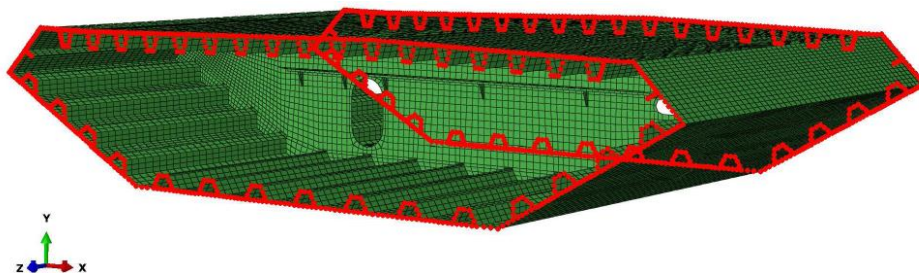
For å innføre massebidraget fra belegningslaget, som ikke beregnes til å ha bæreegenskaper, ble det gjort en forenkling. Det ble antatt som en tilnærming at totalmassen fra belegningen $m_{belegning}$ lik 1135,5 kg/m [3] virket jevnt fordelt over topplaten. Materialet til topplaten ble modifisert med en ekvivalent tetthet:

$$m_{stål,ekv} = m_{stål} + \frac{m_{belegning}}{b_{topplate} \times t_{topplate}} \quad (7.1)$$

Dette gav en ekvivalent densitet for topplaten $m_{stål,ekv}$ lik 16 000 kg/m³. Innføringen av denne ekvivalente massen innvirker kun på egenfrekvenser til svingeformer med utslag i topplaten. Massen fra belegningslaget ble dermed ikke modellert med den korrekte avstanden over topplaten, men dette antas å ha neglisjerbar innvirkning på resultatene.

Randbetingelser

De tilstøtende platefeltene og de langsgående stiverne vil i praksis forløpe kontinuerlig over hele hovedspennet, og være sveiset til tverrskott for ca. hver fjerde meter. Det ble derfor innført randbetingelser på platefeltene der neste tverrskott, på hver side av det betrakte tverrskottet, er sveiset fast i praksis. Randbetingelsene ble innført på rendene til alle platekomponenter som ble avsluttet her, se figur 7.4.



Figur 7.4: Render på de tilstøtende platefelt for modellen markert med rødt

De faktiske kinematiske betingelsene for rendene vil ligge et sted mellom leddet fastholding og full innspenning. Begge disse variantene ble derfor analysert for å se hvordan randbetingelsene påvirker egenfrekvenser og svingeformer. De tilstøtende platefeltene og langsgående stiverne ble altså analysert med en modell fastholdt mot forskyvning i alle tre retninger, og deretter med en modell fastholdt mot forskyvning og rotasjon i alle tre retninger.

Elementer og elementinndeling

Det ble brukt quadrilaterale skallelementer, da disse for store deler av modellen kan bli inndelt regulært ut ifra geometrien. Dette bød på utfordringer ved noen spesifikke geometriske detaljer sammenlignet med bruk av triangulære elementer. Totalt sett ble likevel gevinsten med tanke på færre elementer og redusert CPU (Central Processing Unit) tid ved bruk av quadrilaterale elementer fremfor triangulære elementer vurdert som avgjørende.

Det ble det gjennomført analyser med både 4-nodede skallelementer (S4R) av lineær orden og med 8-nodede skallelementer (S8R) av kvadratisk orden. Det ble benyttet redusert integrasjon i alle analysene.

Redusert integrasjon ble brukt av flere grunner. Full integrasjon kan gi for stiv oppførsel som følge av skjærlåsing. Dessuten gir redusert integrasjon også mindre CPU-tid. Timeglasskontroll brukes som stabilisering for å unngå ”falske” moder med null energi. ”Falske” moder er deformasjonsmoder som ikke gir registrerte tøyninger i integrasjonspunktene til elementene, og kan oppstå ved bruk av redusert integrasjon.

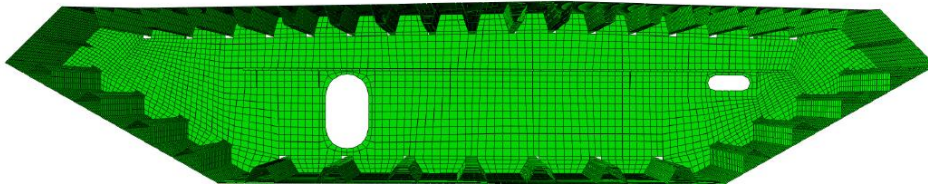
Den kontinuerlige konstruksjonen antas å kunne beskrives med et endelig antall elementer og frihetsgrader. Denne antagelsen gir en viss grad av feil ved diskretisering basert på hvor fin elementinndelingen er. Denne feilen bør konvergere mot null når elementnettet deles inn finere og finere. Dersom dette er tilfellet vil modellen konvergere mot eksakt løsning.

Modellen er inndelt i to ulike elementnett, ”Mesh 1” og ”Mesh 2”, for å kontrollere at elementnettet er tilstrekkelig fint og at modellen konvergerer, se figur 7.5 til 7.8. Tabell 7.1 angir antall elementer og noder for hver elementinndeling. Elementnettet ble inndelt basert på mest mulig regulær tilpassning etter geometrien og med minst mulig forvrengte elementer. Dersom en elementinndeling ser regulær ut, vil den i de fleste tilfeller også fungere godt.

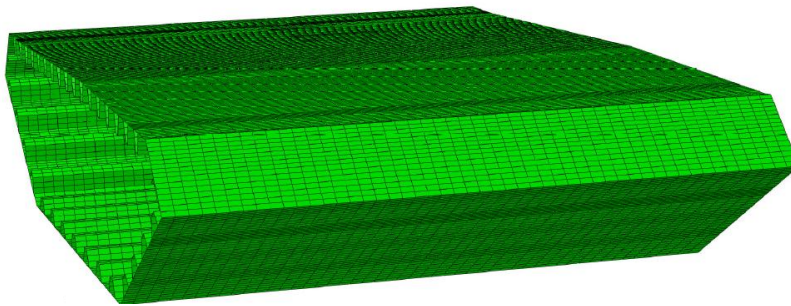
Tabell 7.1: Elementinndeling ved *Mesh 1* og *Mesh 2*

| Antall | Mesh 1 | | Mesh 2 |
|-----------|--------------|------------------|--------------|
| | Lineær orden | Kvadratisk orden | Lineær orden |
| Elementer | 36 095 | 36 095 | 101 356 |
| Noder | 34 950 | 106 060 | 98 834 |

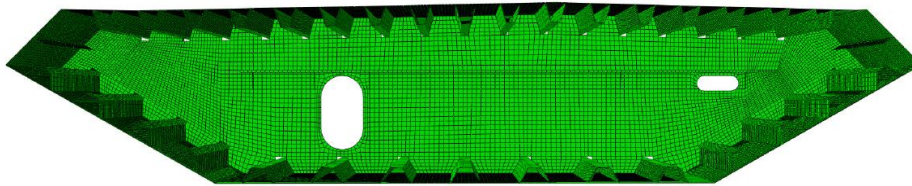
Det ble ikke gjennomført analyse for *Mesh 2* med kvadratisk ordens elementer, da dette krevde for omfattende CPU-tid.



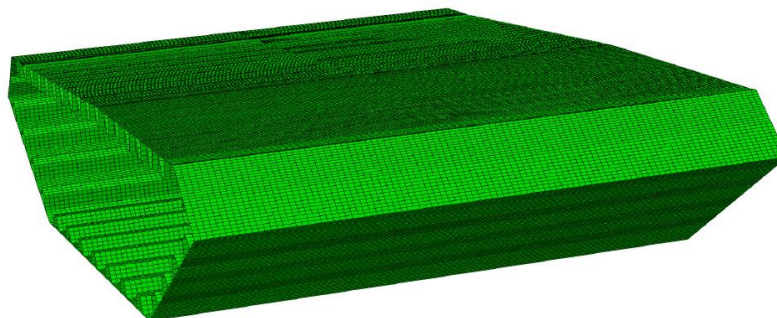
Figur 7.5: *Mesh 1* sett forfra



Figur 7.6: *Mesh 1* sett fra siden



Figur 7.7: *Mesh 2* sett forfra



Figur 7.8: *Mesh 2* sett fra siden

Resultater og diskusjon

Det ble satt en øvre grense for analysene av egenfrekvenser på 50 Hz for å begrense CPU tiden, og fordi hovedformålet var å identifisere de laveste egenfrekvensene til tverrskottene.

Ved noen få detaljer i modellen hadde elementinndelingen en for liten regularitet, noe som gav en advarsel i Abaqus. Dette kom av at de quadrilaterale elementene vanskelig lar seg inndele i områder med komplisert geometri. Slike forvrengte elementer gir en redusert nøyaktighet i analysene, men grunnet at dette kun gjaldt 3 til 7 elementer ble det antatt å gi neglisjerbare utslag på resultatene.

I tabell 7.2 er egenfrekvensene fra resultatene av alle analysene oppgitt.

Tabell 7.2: Modellerte egenfrekvenser. Alle verdier i Hz.

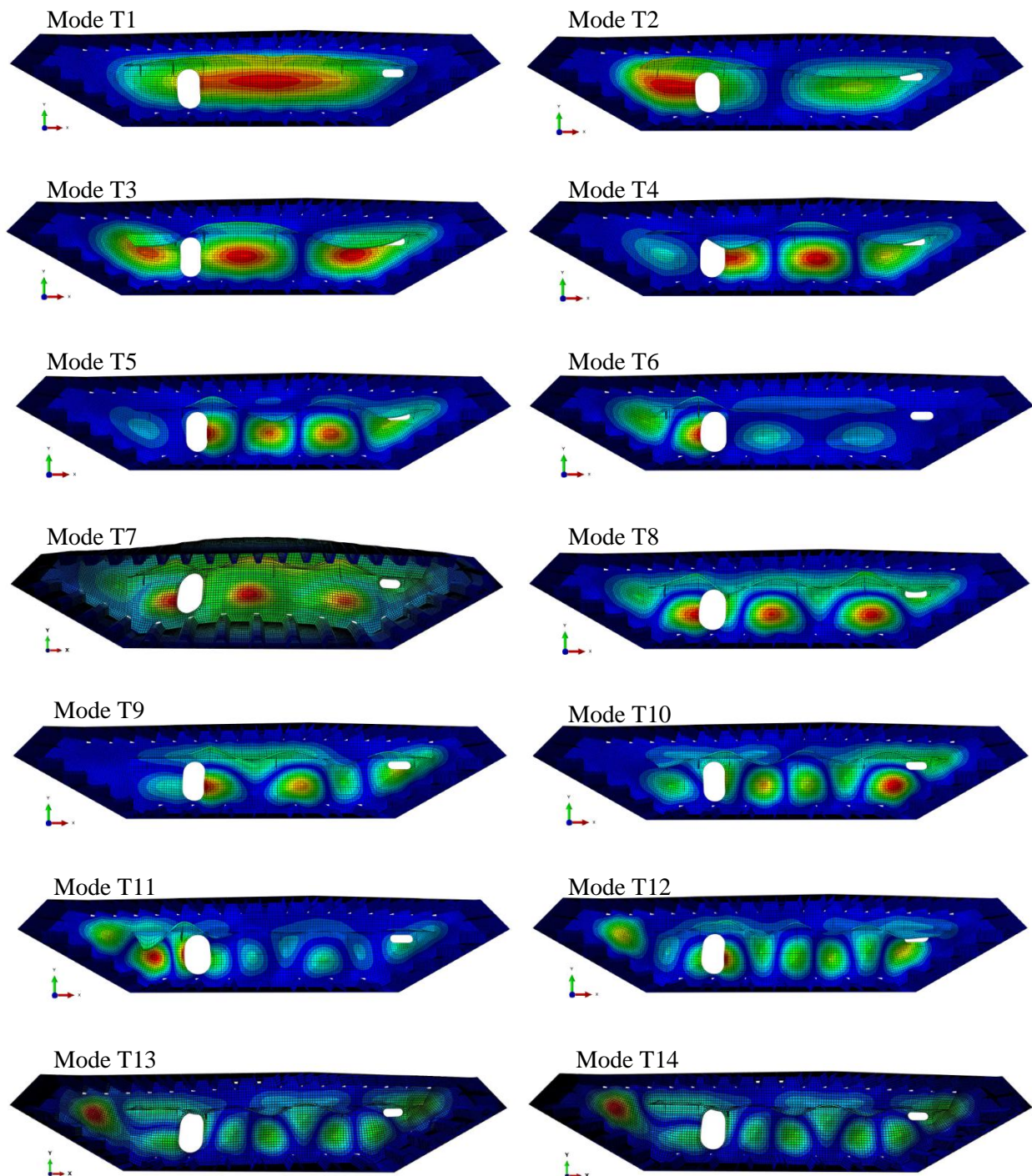
| Mode No. | Mesh 1 | | | | Mesh 2 | |
|----------|--------------|----------|------------------|----------|--------------|----------|
| | Lineær orden | | Kvadratisk orden | | Lineær orden | |
| | Leddets | Innspent | Leddets | Innspent | Leddets | Innspent |
| T1 | 13,585 | 13,585 | 13,628 | 13,628 | 13,453 | 13,453 |
| T2 | 17,172 | 17,172 | 17,221 | 17,221 | 17,040 | 17,040 |
| T3 | 22,057 | 22,057 | 22,034 | 22,034 | 21,888 | 21,888 |
| T4 | 26,866 | 26,866 | 26,751 | 26,751 | 26,625 | 26,625 |
| T5 | 30,992 | 30,992 | 30,883 | 30,883 | 30,731 | 30,731 |
| T6 | 33,430 | 33,430 | 33,298 | 33,298 | 33,118 | 33,118 |
| T7 | 34,342 | 34,463 | 34,600 | 34,705 | 34,371 | 34,480 |
| T8 | 34,972 | 34,972 | 34,797 | 34,808 | 34,595 | 34,602 |
| T9 | 36,677 | 36,677 | 36,454 | 36,454 | 36,248 | 36,248 |
| T10 | 38,832 | 38,832 | 38,618 | 38,618 | 38,444 | 38,444 |
| T11 | 43,170 | 43,170 | 43,000 | 43,000 | 42,756 | 42,756 |
| T12 | 44,318 | 44,318 | 44,044 | 44,044 | 43,892 | 43,892 |
| T13 | 45,714 | 45,872 | 45,044 | 46,018 | 45,674 | 45,736 |
| T14 | 46,176 | 46,180 | 46,084 | 46,197 | 45,799 | 45,892 |

Resultatene for alle konfigurasjonene er relativt like. Sammenlignes hver analysejobb med elementer av lineær orden for *Mesh 1* med tilsvarende analysejobb for *Mesh 2* kommer det frem at alle frekvensene minker (med unntak av mode T7). Dette er i overensstemmelse med hva som kan forventes fra teorien ved finere elementinndeling. Egenfrekvensene kommer av de svingeformene konstruksjonen ønsker å bevege seg i, ettersom disse svingeformene krever minst energi. Når elementinndelingen blir finere, gir dette mindre begrensinger i de interpolerte forskyvningene og gjør dermed forskyvningsmønsteret friere. Dette gjør videre at egensvingeformene vil kreve mindre energi, og dermed vil egenfrekvensene teoretisk sett synke.

Resultatene synker dessuten med maksimalt ca. 1 % ved å gå fra elementer av lineær orden for *Mesh 1* til lineær orden for *Mesh 2*. Dette betyr at egenfrekvensene ser ut til å ha konvertert relativt godt, og at elementinndelingen må kunne konkluderes med å være tilfredsstillende.

Sammenlignes analysejobb med elementer av kvadratisk orden med analysejobb der det benyttes lineære elementer for *Mesh 1*, fremkommer det at egenfrekvensen synker for alle vibrasjonsmoder, med unntak av T1, T2 og T7. Resultatene viser også at forskjellen mellom analyser med elementer av lineær orden og kvadratisk orden, for alle vibrasjonsmoder er under 0,8 % for *Mesh 1*. Dette underbygger at det må kunne konkluderes med at modellen har konverget relativt godt.

Svingeformene T1-T14 for *Mesh 1* med lineær ordens elementer er plottet i figur 7.9.



Figur 7.9: Svingeformer for vibrasjonsmode T1 til T14

Det understrekes at svingformene i figur 7.9 er basert på modellerte tverrskott uten innfesting av hengestenger, og at svingformene for tverrskott med innfesting av hengestenger vil kunne avvike fra disse.

Figur 7.9 viser at det kun er mode T7 som har tydelig utslag på de tilstøtende platefeltene. Mode T13 og T14 har også noe utslag, men dette er i vesentlig mindre grad enn mode T7. Mode T7, T13 og T14 er også de eneste modene hvor egenfrekvensene er ulike for de to variasjonene av randbetingelser. Egenfrekvensene øker med under 1 % for disse modene ved å erstatte leddede render med fast innspente. Dette er naturlig ettersom fast innspenning gir en stivere konstruksjon, og dermed høyere frekvenser. Dette utslaget er likevel relativt lite, og det kan konkluderes med at randbetingelsene har liten innvirkning på egenfrekvensene. Det er videre en konservativ betraktning for beregningsformålet å benytte render som kun er fastholdt mot forskyvning, ettersom dette gir lavere egenfrekvenser.

7.1.2 Testing av dynamiske egenskaper til tverrskott

Metode

Det ble gjennomført dynamiske tester av tverrskottene på Gjemnessundbrua for å registrere egenfrekvensene til skottene. Vibrasjonene ble eksitert ved å påføre tverrskottene en impulslast fra et hammerslag. Testingen ble gjennomført på et tverrskott uten innfesting av hengestenger som sammenligningsgrunnlag til FEM-modellen. Deretter ble det utført tester av et tverrskott med innfesting av hengestenger, da det er for disse skottene det er ønskelig å ha kjennskap til egenfrekvensene. Disse resultatene kan sammenlignes med resultatene for tverrskott uten innfesting av hengestenger, slik at avviket mellom tverrskott med og uten innfesting av hengestenger kan vurderes.



Figur 7.10: Testing av tverrskott på Gjemnessundbrua

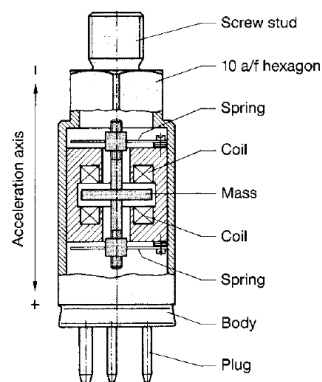
Det ble brukt et såkalt "B12/500" akselerometer som ble montert på tverrskottet med en magnet, og en måleforsterker av typen "Spider8". Eksitasjonen av den frie vibrasjonen ble gjennomført slag med en gummihammer.



Figur 7.11: Akselerometer B12/500 med magnet (t.v.), Spider8 (midten) og gummihammer (t.h.)

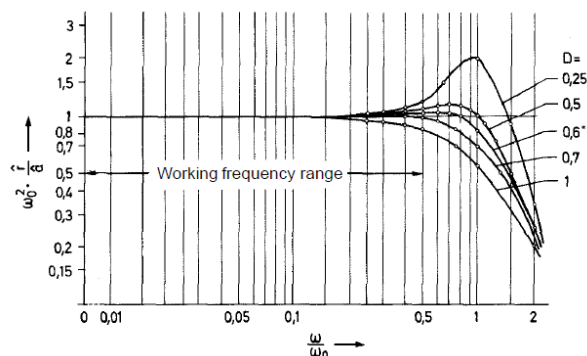
B12/500 akselerometer

B12 akselerometre fungerer som et mekanisk svingesystem, for frekvenser under systemets egenfrekvens, som er huset i en stålsylinder. En intern væskedempet masse er holdt på plass av to membranfjærer [42], se figur 7.12. Huset monteres på en større sylindrisk masse som festes magnetisk på tverrskottplaten. Huset overfører den akselerasjonen som skal måles til den interne massen via fjærene. Den resulterende relative forskyvningen mellom den interne massen og huset er proporsjonal med den absolutte akselerasjonen. I den andre enden kobles det til en HS 31 P plugg for elektrisk tilkobling [42].



Figur 7.12: Oppbygging av et B12 akselerometer [42]

Eksakte målinger kan forventes i området der kurven for dynamisk forsterkning fra akselerometerets svingesystem er en rett linje konstant lik 1, se figur 7.13. Dampningsfaktor D for B12 akselerometre er $0,6 \pm 0,1$, og kurven for dynamisk forsterkning dampningsfaktor på $0,6-0,7$ vil være konstant lik 1 opp til ca. 50 % av den karakteristiske egenfrekvensen til akselerometeret, se figur 7.13.



Figur 7.13: Kurve for dynamisk forsterkning som funksjon av frekvens for ulike dempningsfaktorer. For B12 akselerometre er dempningsfaktoren lik 0,6 +/- 0,1 [42]

Bruksområde for B12/500 akselerometre ligger derfor mellom 0 Hz og halvparten av den karakteristiske frekvensen. B12/500 kan benyttes til akselerasjoner opp til +/- 1000 m/s², og har karakteristisk frekvens på 500 Hz [42]. Det vil si at eksakte målinger fra akselerometeret kan forventes opp til 250 Hz.

CatmanEasy

Programvaren brukt til å registrere målingene var CatmanEasy 3.3.2.50 (HBM Test and Measurements), som administrerer måleforsterkeren og etteranalyser målingene.

Et antifoldingsfilter er nødvendig for noen måleenheter slik at A/D-omformerens (omformer analoge signaler til digitale) ikke får innkommende frekvenser som ligger over halve digitaliseringsfrekvensen. Et slikt filter er ikke nødvendig for Spider8 fordi A/D-omformerens konverterer signalene ved å bruke en loggehastighet med mye høyere frekvens (opptil 9600 Hz) enn båndbredden til signalene fra forsterkeren [43]. Støy fra høye frekvenser vil bli undertrykt, og det vil ikke oppstå *aliasing* effekter i måleenheten. Likevel kan en lignende effekt oppstå dersom ikke alle målingene transporteres til CatmanEasy.

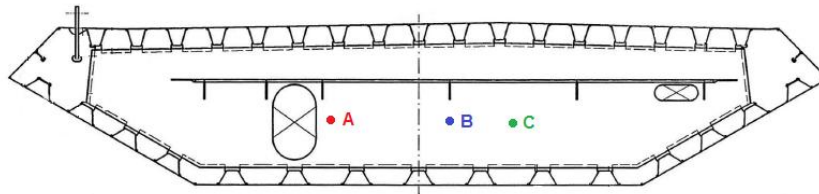
CatmanEasy anbefaler at det benyttes en digitaliseringsfrekvens som er ti ganger den maksimale frekvensen som er ønskelig å måle nøyaktig [44]. CatmanEasy benytter automatisk et lavpassfilter ("*auto anti-aliasing*") med Butterworth karakteristikk som standardinnstilling, og ordenen av filteret som benyttes velges av programvaren basert på digitaliseringsfrekvensen [44]. Lavpassfilteret benytter en filterfrekvens på ca. 15 % av digitaliseringsfrekvensen så lenge signalets båndbredde ikke er lavere enn dette [44].

Hovedformålet for denne analysen var å finne de laveste egenfrekvensene, slik at frekvensområdet der de globale egenfrekvensene til brubanen forstyrres av de lokale egenfrekvensene fra tverrskottene kunne identifiseres. Dermed ville det være mest avgjørende å måle de laveste egenfrekvensene nøyaktig. En digitaliseringsfrekvens på 200 Hz er tilfredsstillende for mode T1 og mode T2, som har egenfrekvenser godt under 20 Hz (1/10 av digitaliseringsfrekvensen). Det vil dermed være større usikkerhet rundt nøyaktigheten til målingene av egenfrekvensene som er over 20 Hz. Vekselstrømmen ligger vanligvis rundt 50 Hz i henhold til kapittel 3.2.2 i Statens Vegvesens Håndbok 062 Trafikksikkerhetsutstyr [41].

Dette vil dermed kunne gi grunnlag for støy ved frekvenser over dette. Frekvenser over 50 Hz ble dermed vurdert til å være av minimal interesse for analysen.

Utførelse

Basert på svingeformene identifisert fra FEM-modellen i Abaqus ble det ansett som mest gunstig å plassere akselerometeret på høyre siden av den store utsparingen, ettersom de fleste av de beregnede svingeformene hadde utslag her, se figur 7.9. Den eksakte plasseringen av akselerometeret var her 300 mm fra kanten av utsparingen med samme høyde som midtpunktet av utsparingen. Denne plasseringen benevnes heretter "A", se figur 7.14. Eksitasjonen ble først utført rett ved plassering A, men for å eksitere flest mulig vibrasjonsmoder ble det også utført eksitasjon ved plassering "B". Dette var i samme høyde som A og rett under den vertikale stiveren nærmest midten, se figur 7.14.



Figur 7.14: Plassering "A", "B" og "C" for tverrskott med og uten innfesting til hengestenger [1]

For å få et bredt testgrunnlag å basere resultatene på var det ønskelig med et stort antall målinger. Dette lot seg derimot ikke gjøre grunnet lite avsatt tid til testing på brustedet. Ved testing av tverrskottet uten innfesting av hengestenger ble det derfor kun utført en test av de respektive testtilfellene nevnt ovenfor.

Det ble så gjort tre tester av hvert av de overnevnte tilfellene for tverrskott med innfesting av hengestenger. Som kontroll, og for å identifisere moder som eventuelt ikke ble oppdaget av akselerometeret ved plassering A, ble det også her gjennomført testing med akselerometeret plassert ved "C". Denne plasseringen var i samme høyde som A og B, og noe lengre mot høyre som figur 7.14 viser. Når akselerometeret var plassert ved C ble det kun utført eksitasjon ved plassering B.

Tidsseriene som ble målt hadde en lengde på ca. 10 sekunder. Vibrasjoner utover dette var små, da størsteparten av eksitasjonen var dempet ut. Testtilfellene kan oppsummeres som vist i tabell 7.3.

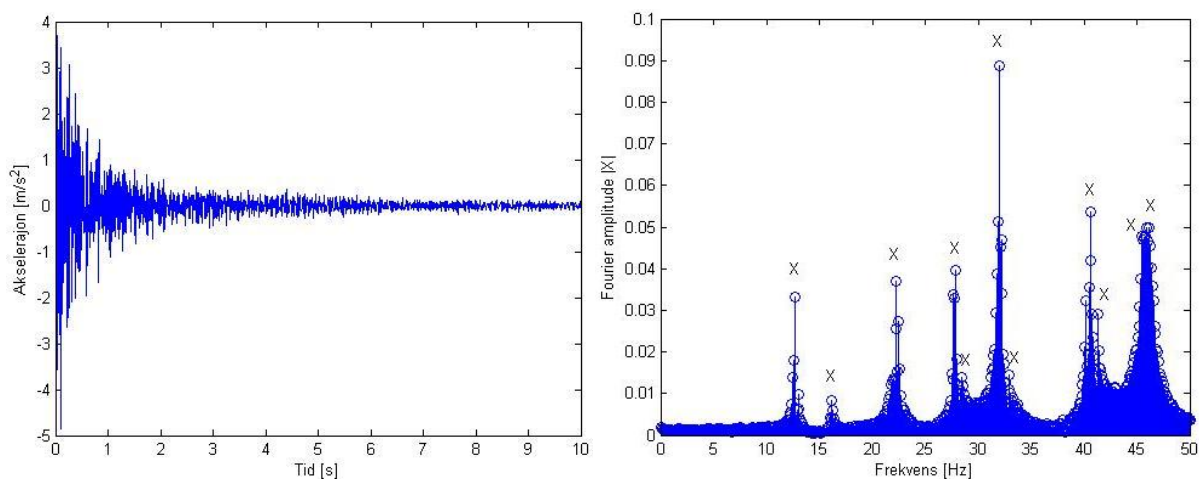
Tabell 7.3: Oversikt over testtilfeller av tverrskott

| Testtilfelle | Med/uten h.stenger | Akselerometer | Eksitasjon | Antall tester |
|--------------|--------------------|---------------|------------|---------------|
| U1 | Uten | A | A | 1 |
| U2 | Uten | A | B | 1 |
| M1 | Med | A | A | 3 |
| M2 | Med | A | B | 3 |
| M3 | Med | C | B | 3 |

Resultater og diskusjon

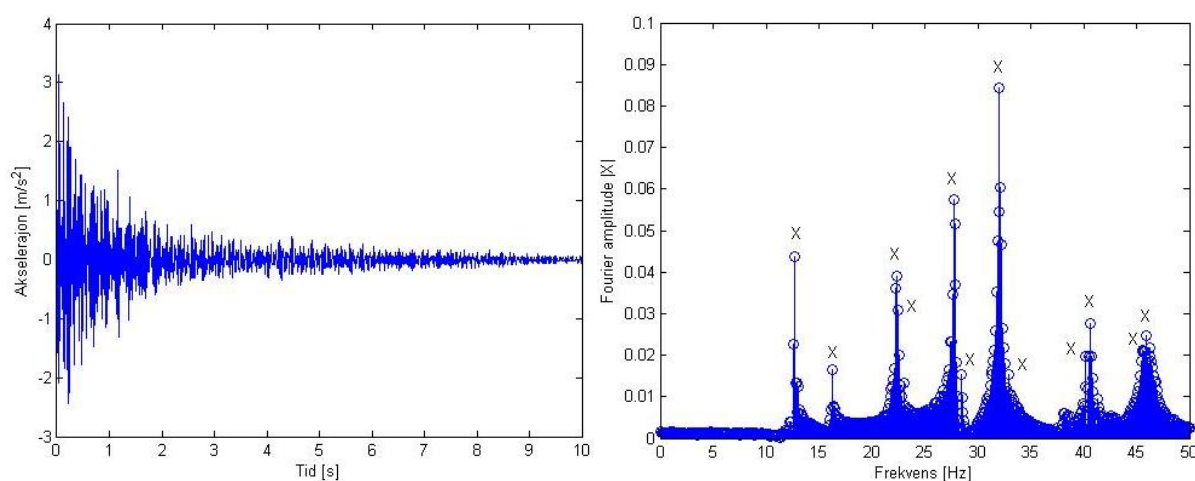
Tverrskott uten innfesting av hengestenger

Det ble gjort Fouriertransformasjoner av de ulike testresultatene for å kartlegge egenfrekvensene med *peak picking*-metoden som er beskrevet i kapittel 4.1.1. Figur 7.15 viser plott av tidsserien og frekvensspekteret av Fourier amplituder fra testtilfelle UI.



Figur 7.15: Signal i tids- og frekvensdomenet fra testtilfelle UI av tverrskott uten innfesting av hengestenger

Figuren viser mange topper, markert med "X", som vises tydelig i plottet av Fourier amplitudene. For at en topp skal kunne identifiseres, må det være tydelig at den bygger seg opp fra hver side av toppunktet og i tillegg må det være en tydelig amplitude på toppunktet. Figur 7.15 viser at det kun er identifisert elleve topper fra dette testtilfellet.



Figur 7.16: Signal i tids- og frekvensdomenet fra testtilfelle U2 av tverrskott uten innfesting av hengestenger

Den samme prosedyren ble gjennomført for testtilfelle U2, som hadde et litt annet spekter enn for testtilfelle U1, se figur 7.16. Med to sett av Fourier amplituder kunne disse sammenlignes. Sammenfallende målte topper ville dermed gi et godt grunnlag for å representere en identifisert egenfrekvens. Det oppstod dessuten en relativt klar topp på testtilfelle U2 som ikke ble funnet på U1. Der topper ble identifisert i begge testtilfellene ble egenfrekvensen disse indikerte bestemt ved å ta gjennomsnittet fra de markerte verdiene. Det ble indikert tolv egenfrekvenser, hvorav elleve ble indikert i begge testtilfellene.

Det kan være flere grunner til at ikke alle fjorten egenfrekvensene fra FEM-analysen er identifisert:

- Svingeformene har ikke blitt eksitert, eller har kun svakt utslag, i testene
- Toppene ligger tett på andre topper, slik at de er vanskelig å skille eller identifisere
- Svingeformene registreres ikke ved plasseringen av akselerometeret

Det siste punktet er den minst sannsynlige årsaken ettersom alle svingeformene identifisert i FEM-analysen har godt utslag ved plassering "A" eller "B", med unntak av mode T6. Det bør allikevel merkes at vibrasjonsmodene identifisert fra modelleringen sannsynligvis vil fravike noe fra svingeformene som oppstår i praksis, grunnet alle tilnæringer ved modellen.

I tråd med digitaliseringsfrekvensen på 200 Hz, og antifoldingsfilteret med filterfrekvens på 15 % av denne, er amplitudene nedadgående etter ca. 30 Hz. Som tidligere nevnt vil kun frekvenser som er lavere enn en tiendedel av digitaliseringsfrekvensen kunne antas å være tilstrekkelig nøyaktig [44]. Likevel er det gjort en sammenligning av disse antydde målte egenfrekvensene med egenfrekvensene til FEM-modellen.

I tabell 7.4 er egenfrekvensene fra testene presentert, sammen med identifikasjonsmetode. Disse er videre sammenlignet med egenfrekvensene fra FEM-analysene de ligger nærmest. Egenfrekvensene fra *Mesh 2* med quadrilaterale skallelementer av lineær orden, og leddede render ble benyttet fra FEM-modellen.

Tabell 7.4: Testresultater av tverrskott uten hengestenger sammenlignet med egenfrekvensene fra FEM-modellen ved *Mesh 2* med quadrilaterale skallelementer av lineær orden og leddede render

| Mode No. | Gj.snitt tester [Hz] | Test avvik +/- [Hz] | Identifikasjon | Modell [Hz] | Modell avvik [%] |
|----------|----------------------|---------------------|----------------|-------------|------------------|
| T1 | 12,689 | 0,005 | U1,U2 | 13,453 | 6,0 |
| T2 | 16,208 | 0,016 | U1,U2 | 17,040 | 5,1 |
| T3 | 22,280 | 0,009 | U1,U2 | 21,888 | -1,8 |
| T4 | - | N/A | - | 26,625 | N/A |
| T5 | 27,832 | 0,054 | U1,U2 | 30,731 | 10,4 |
| T6 | 28,451 | 0,035 | U1,U2 | 33,118 | 16,4 |
| T7 | 31,970 | 0,014 | U1,U2 | 34,371 | 7,5 |
| T8 | 32,912 | 0,028 | U1,U2 | 34,595 | 5,1 |
| T9 | - | N/A | - | 36,248 | N/A |
| T10 | 38,053 | N/A | U2 | 38,444 | 1,0 |
| T11 | 40,595 | 0,015 | U1,U2 | 42,756 | 5,3 |
| T12 | 41,289 | 0,009 | U1,U2 | 43,892 | 6,3 |
| T13 | 45,898 | 0,021 | U1,U2 | 45,674 | -0,5 |
| T14 | 46,196 | 0,019 | U1,U2 | 45,799 | -0,9 |

Tabell 7.4 viser at avviket mellom de to testtilfellene er såpass lite at de gir en god pekepinn på egenfrekvensen i forhold til formålet med disse testene. De målte egenfrekvensene stemmer relativt godt med de modellerte egenfrekvensene. Teoretisk sett bør FEM-modellen være noe stivere enn den faktiske konstruksjonen, og dermed ha noe høyere egenfrekvenser. Dette stemmer også overens med alle de identifiserte vibrasjonsmodene, bortsett fra mode T3, T13 og T14 der de modellerte egenfrekvensene er noe lavere enn de målte.

Alle de identifiserte vibrasjonsmodene ligger innenfor et avvik på den anbefalte grensen på 10 % [29] for hva som kan anses som akseptabelt, med unntak av mode T6 og til dels mode T5. Testresultatene for egenfrekvensen, som er angitt til å tilhøre T6, er det for øvrig knyttet stor usikkerhet rundt på grunn av det lave utslaget for svingeformen ved både plassering A og B. Spenningstilstanden til tverrskottet som ble testet har en spenningstilstand av trykk fra last på topplaten. Dette gir i praksis et negativt geometrisk stivhetsbidrag som senker egenfrekvensene og dermed øker avviket mellom testene og modellen.

Disse resultatene bekrefter totalt sett at FEM-modellen gir representerer tverrskottenes lokale fysiske oppførsel godt på tross av tilnærmingene som er gjort i modelleringen, og usikkerheten knyttet til nøyaktigheten av de målte egenfrekvensene.

Tverrskott med innfesting av hengestenger

Samme metodikk som for tverrskottet uten hengestenger, ble brukt for å undersøke frekvensene fra testtilfellene, M1, M2 og M3, av tverrskott med hengestenger. Her ble det gjennomført tre eksitasjoner av hvert testtilfelle, ettersom dette er resultatene som vil gi de lokale egenfrekvensene til tverrskottene hvor akselerometrene faktisk blir montert. I tabell 7.5 er egenfrekvensene fra testene presentert, sammen med identifiseringsmetode.

Tabell 7.5: Testresultater tverrskott med hengestenger

| Mode No. | Gj.snitt tester [Hz] | Std.avvik [Hz] | Identifikasjon |
|----------|----------------------|----------------|----------------|
| T1 | 13,823 | 0,052 | M1,M2,M3 |
| T2 | 16,991 | 0,051 | M1,M2,M3 |
| T3 | 23,321 | 0,036 | M1,M2,M3 |
| T4 | 28,383 | 0,054 | M1,M2,M3 |
| T5 | 28,911 | 0,042 | M1,M2,M3 |
| T6 | 31,205 | 0,049 | M1 |
| T7 | 33,630 | 0,037 | M1,M2,M3 |
| T8 | 34,174 | 0,053 | M1,M2 |
| T9 | 35,295 | 0,094 | M1,M3 |
| T10 | 39,596 | 0,049 | M3 |
| T11 | 40,233 | 0,031 | M1,M2,M3 |
| T12 | 41,291 | 0,035 | M1,M2 |
| T13 | 45,748 | 0,161 | M1,M2,M3 |
| T14 | 47,636 | 0,045 | M1,M2,M3 |

Det presiseres at vibrasjonsmodene identifisert fra disse testene sannsynligvis vil fravike noe fra svingeformene til tverrskottet uten innfesting av hengestenger. Dette skyldes blant annet en vesentlig ulikhet i spenningstilstand, noe som vil gi utslag i geometrisk stivhet for

tverrskottet. Vibrasjonsmodene identifisert fra disse testene vil dermed også kunne fravike fra svingeformene identifisert i FEM-analysen, i tillegg til mulige avvik grunnet tilnærming i modellen.

De laveste egenfrekvensene fra tabell 7.5, som av hensyn til digitaliseringsfrekvens vil være målt mest nøyaktig, gir et godt grunnlag for å bestemme hvilke frekvenser som tilhører lokale vibrasjoner av tverrskottene. Disse resultatene er nødvendige for videre behandling av målinger for globale vibrasjoner registrert av akselerometrene som er montert på disse tverrskottene. Tabell 7.6 fremstiller en sammenligning av egenfrekvensene fra testene av tverrskott med og uten hengestenger.

Tabell 7.6: Sammenligning av egenfrekvenser med og uten hengestenger

| Mode No. | Tester m/h.stenger [Hz] | Tester u/h. stenger [Hz] | Økning pga. h.stenger [%] |
|----------|-------------------------|--------------------------|---------------------------|
| T1 | 13,823 | 12,689 | 8,9 |
| T2 | 16,991 | 16,208 | 4,8 |
| T3 | 23,321 | 22,280 | 4,7 |
| T4 | 28,383 | - | N/A |
| T5 | 28,911 | 27,832 | 3,9 |
| T6 | 31,205 | 28,451 | 9,7 |
| T7 | 33,630 | 31,970 | 5,2 |
| T8 | 34,174 | 32,912 | 3,8 |
| T9 | 35,295 | - | N/A |
| T10 | 39,596 | 38,053 | 4,1 |
| T11 | 40,233 | 40,595 | -0,9 |
| T12 | 41,291 | 41,289 | 0,0 |
| T13 | 45,748 | 45,898 | -0,3 |
| T14 | 47,636 | 46,196 | 3,1 |

Tabell 7.6 viser at frekvensene for de fleste modene er større for tverrskott med hengestenger, med unntak av mode T11 og T13 som her får en noe lavere frekvens (< 1 %). Disse resultatene er i overensstemmelse med hva som kan forventes, da tverrskottene med hengestenger vil ha en spenningstilstand med betydelige strekkspenninger. Dette kommer som en følge av at lasten fra brubanen i spennet mellom hengestengene, overføres til tverrskottene med hengestenger og videre opp i hengestengene. Dette gir et positivt geometrisk stivhetsbidrag for tverrskottet, og dermed høyere egenfrekvenser sammenlignet med tverrskottene uten hengestenger.

Tabell 7.6 viser at det er en økning av egenfrekvenser på grunn av spenningstilstanden, men dette er godt under 10 % for alle de identifiserte vibrasjonsmodene. Tatt i betraktning at tverrskott med hengestenger vil ha store strekkspenninger, mens tverrskott uten hengestenger sannsynligvis vil ha trykkspenninger, så betyr en økning på under 10 % at spenningstilstanden ikke har stor innvirkning. Dermed er det rimelig å anta at neglisjeringen av det geometriske stivhetsbidraget fra spenningstilstanden til tverrskott med hengestenger i modellen ikke gir store utslag. Svingeformene vil dermed sannsynligvis ikke avvike betydelig. Det kan dermed konkluderes med at egenfrekvensene og svingeformene identifisert i FEM-modellen i kapittel

7.1.1 er gode estimater for den faktiske oppførselen av tverrskottene akselerometrene monteres på.

7.2 Bergsøysundbrua

Akselerometersensorene på Bergsøysundbrua ble montert med aluminiumsklemmer rundt undergurtene på stålfagverket, se kapittel 3.2.3. Disse ble montert en meter ut fra ytterkant av oppleggssøylene på sørsiden av pontongene, se figur 7.17. Målingene av akselerasjonene vil få lite utslag fra lokale vibrasjoner av disse undergurtene, men for å kunne skille ut lokale vibrasjoner fra målingene er det likevel hensiktsmessig å estimere de lokale egenfrekvensene.



Figur 7.17: Montering av akselerometre på Bergsøysundbrua

Estimering av egenfrekvenser gjøres ved å betrakte undergurten som en bjelke med delvis innspenning ved knutepunktene. Graden av innspenning vil være større på den enden av undergurten akselerometeret er montert på, som følge av at det understøttende søyleopplegget ikke er tilstede på den andre enden av undergurten.

Egenfrekvensene kan estimeres basert på Euler-Bernoulli teori for uniforme bjelker med ulike opplagerbetingelser. Det sees på tre tilfeller av randbetingelser:

- Fritt opplagt ved begge ender
- En fritt opplagt og en fast innspent ende
- Fast innspent ved begge ender

Egenfrekvensene kan beregnes etter følgende uttrykk [45]:

$$f_n = \frac{k^2}{2\pi} \sqrt{\frac{EI}{\rho \times A}} \quad (7.2)$$

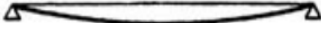


Materialeegenskaper for konstruksjonsstål er gitt i tabell 5.1. I tabell 7.7 er de geometriske egenskapene, for de ulike undergurtene akselerometrene er montert på, oppgitt.

Tabell 7.7: Geometriske egenskaper for undergurtene ved de ulike sensornodene akselerometrene på Bergsøysundbrua er montert

| Geometriske egenskap | Sensornode | | |
|-----------------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| | B2 | B3 | B1/B4 |
| Lengde L [mm] | 8750 | 8750 | 8750 |
| Ytre diameter D [mm] | 950 | 950 | 1150 |
| Tykkelse t [mm] | 40 | 45 | 50 |
| Indre diameter d [mm] | 870 | 860 | 1000 |
| 2. arealmoment [mm ⁴] | $1,186 \times 10^{10}$ | $1,313 \times 10^{10}$ | $2,278 \times 10^{10}$ |

Resultatene for de ulike egenfrekvensene er gitt i tabell 7.8, der mode n angir antall halvbølger for aktuell svingeform.

Tabell 7.8: Lokale egenfrekvenser for undergurt ved ulike opplagerbetingelser beregnet etter uttrykk (7.2) [45]

| Randbetingelser | Mode No. n | kL | Sensornode | | |
|---|--------------|--------|------------|------------|------------|
| | | | B2 | B3 | B1/B4 |
| | | | f_n [Hz] | f_n [Hz] | f_n [Hz] |
|  | 1 | 3,1416 | 32,4 | 32,2 | 37,4 |
| | 2 | 6,283 | 129,5 | 128,8 | 149,4 |
| | 3 | 9,425 | 291,3 | 289,8 | 336,2 |
| | 4 | 12,566 | 517,9 | 515,2 | 597,6 |
|  | 1 | 3,927 | 50,6 | 50,3 | 58,4 |
| | 2 | 7,069 | 163,9 | 163,0 | 189,1 |
| | 3 | 10,210 | 341,9 | 340,1 | 394,5 |
| | 4 | 13,352 | 584,7 | 581,6 | 674,7 |
|  | 1 | 4,730 | 73,4 | 73,0 | 84,7 |
| | 2 | 7,853 | 202,3 | 201,2 | 233,4 |
| | 3 | 10,996 | 396,5 | 394,5 | 457,6 |
| | 4 | 14,137 | 655,5 | 652,0 | 756,4 |

Tabell 7.8 viser at lavest mulige lokale egenfrekvens for undergurtene akselerometrene er montert på, vil ligge et sted mellom 32,2 Hz og 73 Hz for sensornode B3. For undergurt ved sensornode B1 og B4 vil lavest mulige egenfrekvens ligge et sted mellom 37,4 Hz og 84,7 Hz. Dette er godt over de relevante egenfrekvensene til brua, og de lokale egenfrekvensene vil dermed enkelt kunne skilles fra disse. Vibrasjons mode $n = 2$ vil i alle tilfeller ligge over Nyquistfrekvensen på 100 Hz for akselerometrene montert på Bergsøysundbrua, og vil dermed ikke registreres korrekt.

8 Signalprosessering

De første responssignalene fra målesystemet montert på Gjemnessundbrua og Bergsøysundbrua er behandlet i dette kapitlet. Det legges vekt på å identifisere bruens laveste egenfrekvenser, samt å gjøre estimater for dempningsforhold. Dette er de grunnleggende dynamiske egenskapene og det er derfor viktig å få kartlagt disse i en tidlig fase av systemidentifikasjonen. Målingene behandlet her er registrert under normale værforhold, og eksitasjon av den dynamiske oppførselen kan forventes å komme av trafikklaster, og beskjedne vind- og bølgelaster.

8.1 Metode

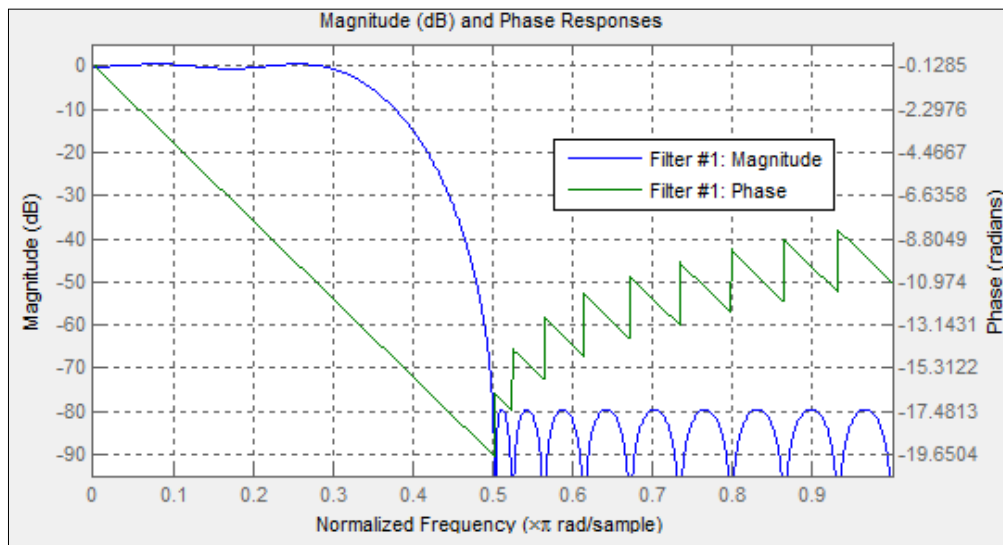
8.1.1 Statistiske signalegenskaper

De dynamiske egenskapene til Gjemnessundbrua og Bergsøysundbrua ble identifisert ved å benytte *peak picking*-metoden til å bestemme egenfrekvenser, og *half-power*-metoden til å estimere dempningskoeffisienter. Videre er det benyttet fasevinkler og koherens for å verifisere egenfrekvensene bestemt med *peak picking*-metoden og modeformer estimert ved FEM-analyser. Metodene benyttet her baserer seg altså på signalenes statistiske egenskaper i form av spektraltettheter, fasevinkler og koherens mellom to signaler.

Auto-spektraltetthetene er estimert både ved Burgs metode og ved Welch metode. Disse metodene har ulike egenskaper som beskrevet i kapittel 4.1.4. Ved å betrakte auto-spektraltetthetene fra begge metodene vil det være større grunnlag for å konkludere med hvilke spektraltetthetstopper som representerer egenfrekvenser. Det er de laveste egenfrekvensene som blir betraktet i denne rapporten, og analysene vil derfor hovedsaklig fokusere på egenfrekvensene under 1 Hz.

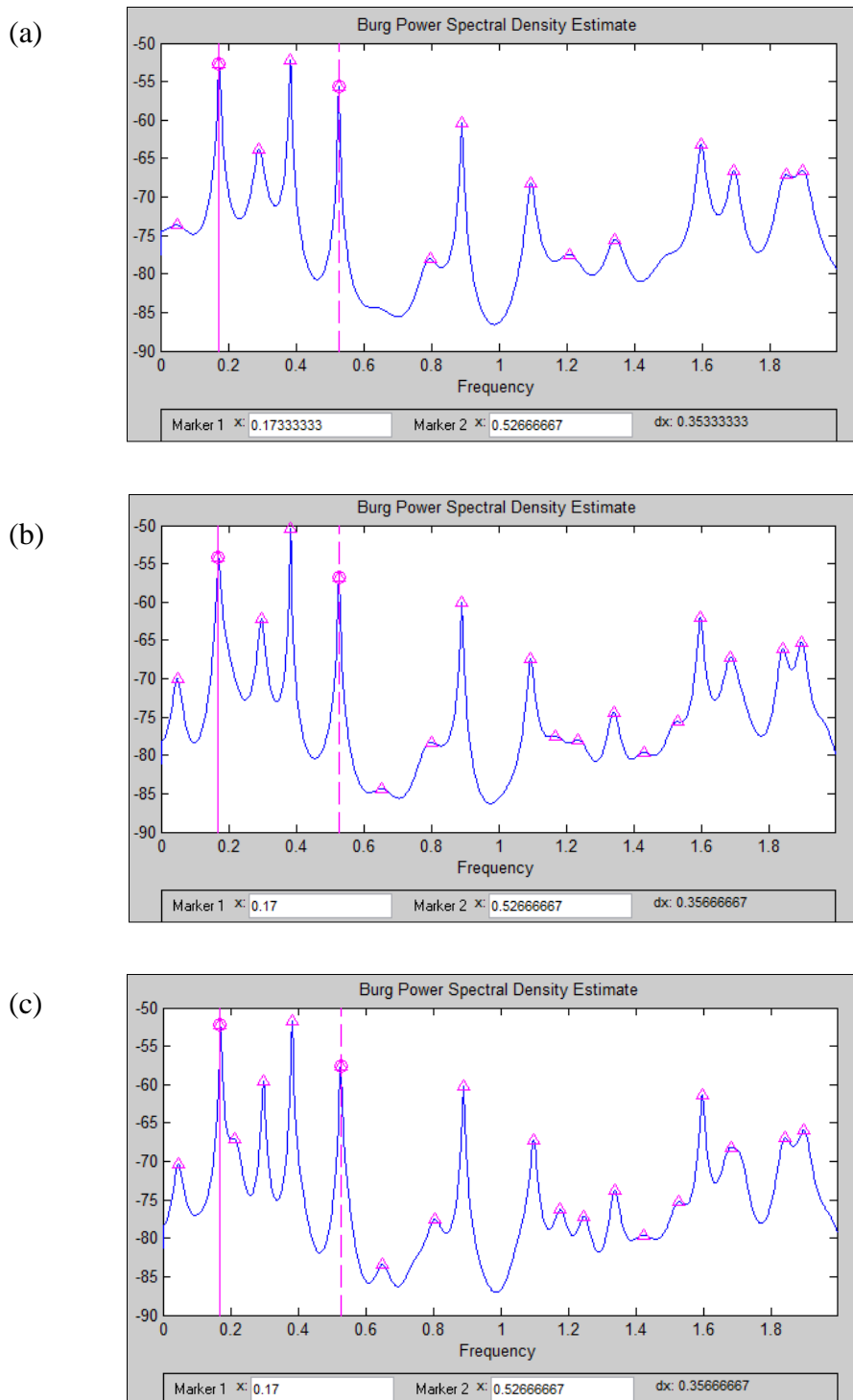
For å unngå problemer med *aliasing* er det benyttet et ”*equiripple*” lavpassfilter på signalene, før spektraltetthetene og de andre signalegenskapskurvene er estimert. Filteret har en definert passeringsbåndfrekvens på 30 Hz og en stoppebåndfrekvens på 50 Hz. Største avvik for

passeringsbåndet er på 1 dB, og filteret har en maksimal amplitude på -80 dB etter stoppebåndfrekvensen. Det benyttede filteret er vist med filteramplitude og fasevinkel i figur 8.1.



Figur 8.1: Det benyttede *equiripple* lavpassfilteret med passerbåndfrekvens på 30 Hz, og stoppebåndfrekvens på 50 Hz

Ordenen som benyttes i Burgs metode er svært avgjørende for oppløsningen til spektraltetthetskurven. Det er viktig at oppløsningen er høy nok til å representere de viktige toppene, men allikevel ikke så høy at analysen blir for beregningstung. For å finne en passende orden av Burgs metode ble auto-spektraltettheten til et responssignal fra målesystemet estimert med tre ulike ordner. Den laveste ordenen som gav tilfredsstillende representasjon ble benyttet. Auto-spektraltettheter ble estimert med en orden av Burgs metode på 2000, 2500 og 3000 og disse er vist i figur 8.2. I tillegg til oppløsningen av spektraltetthetskurven var det viktig at ikke egenfrekvenstoppene endret seg vesentlig. Det fremkommer at en orden på 2500 gir en god representasjon av auto-spektraltettheten frem til 1 Hz, da verken oppløsningen bedrer seg vesentlig eller egenfrekvensene endrer seg ved å øke til en orden på 3000.



Figur 8.2: Auto-spektraltettheter for signal G3ez (se kapittel 8.2.2) ved Burgs metode med orden (a) 2000 (b) 2500 og (c) 3000 plottet med "Signal processing toolbox" i Matlab

De etterfølgende analysene er basert på følgende parametre:

- Digitaliseringsfrekvensen f_s for akselerometrene er satt til 200 Hz, og dette gir en Nyquistfrekvens på 100 Hz. Dette er en tilstrekkelig høy digitaliseringsfrekvens for analysene gjennomført i denne rapporten, da svingningene som er av interesse har en frekvens på under 10 Hz.

- Vindmålingene i de behandlede signalene fra Gjemnessundbrua er registrert med en digitaliseringsfrekvens på 2 Hz. I de etterfølgende analysene er vindmålingene kun benyttet til å estimere gjennomsnittsvindhastigheter, og den lave digitaliseringsfrekvensen er dermed ikke et problem. Det merkes allikevel at systemet, i etterkant av disse analysene, er konfigurert til å ha en digitaliseringsfrekvens for vindmålingene på 32 Hz.
- Burgs metode er benyttet med en orden k på 2500, se kapittel 4.1.4. Dette gir en god oppløsning på auto-spektraltetthetskurvene som vises på figur 8.2, og samsvarer godt ved sammenlikning med Welch metode.
- Welch metode er benyttet både til å estimere auto- og kryss-spektraltettheter. Kryss-spektraltetthetene benyttes igjen til å estimere fasevinkler og koherensfunksjoner mellom to signaler, se kapittel 4.1.4. Denne metoden er benyttet med en overlapping av delsignalene på 50 %, noe som er en standard innstilling i Matlab [46]. Det er i tillegg benyttet et Hanning vindu på signalet, og dette er også standard i Matlab for Welch metode.

8.1.2 Verifikasjon av vibrasjonsmoder

For å estimere egenfrekvensene til systemene ble *peak picking*-metoden benyttet, se kapittel 4.1.1. Dette ble gjort på auto-spektraltetthetene som ble plottet med logaritmiske akser for å få frem de lavfrekvente vibrasjonene godt. Auto-spektraltetthetene ble estimert med både Burgs metode og Welch metode for sikre at ingen frekvenstopper falt bort grunnet tilnærminger i metodene.

Fra måledataene som ble registrert fra de dynamiske bevegelsene på bruene ble det estimert egenfrekvenser og dempning til de ulike vibrasjonsmodene ved analyser av signalene i frekvensdomenet. Verifikasjon av svingeformene ble basert på de estimerte svingeformene fra FEM-analysene for begge bruene. Ved å betrakte disse svingeformene ble det vurdert hvilke sensorer som vil registrere de ulike modene, og hvilke sensorer som vil svinge i fase eller 180 grader ute av fase for hver mode. På denne måten kunne det identifiseres hvilke egenfrekvenser som tilhører de ulike svingeformene.

Det ble satt to kriterier for kontroll av egenfrekvensene og de tilhørende svingeformene, der ”Kriterium 1” var strengere enn ”Kriterium 2”.

- Kriterium 1: Koherensen mellom to akselerometre som skal plukke opp en vibrasjonsmode godt er høyere enn 0,9 og det prosentvise avviket i fasevinkel er mindre enn 15 %

- Kriterium 2: Koherensen mellom to akselerometre som skal plukke opp en vibrasjonsmode godt er høyere enn 0,8 og det prosentvise avviket i fasevinkel er mindre enn 15 %

Avviket i fasevinkel ble beregnet etter følgende uttrykk:

$$Avvik = \frac{|\phi_{m\ddot{a}lt} - \phi_{FEM}|}{180} \times 100\% \quad (8.1)$$

Der ϕ_{midt} er den målte fasevinkelen mellom to signaler og ϕ_{FEM} er den teoretiske fasevinkelen bestemt ved FEM-analyser.

Ved å definere to kriterier for verifikasjon på denne måten ville det, i tillegg til de svært godt indikerte egenfrekvensene, også kunne plukkes opp frekvenser som ikke ble verifisert like sterkt. Disse kan allikevel representere egenfrekvenser som kan verifiseres bedre ved mer detaljerte analyser av signalegenskapene.

8.1.3 Estimering av dempning

For å estimere de modale dempningskoeffisientene ble *half-power*-metoden benyttet. Amplitudene og frekvensene benyttet i denne metoden ble lest av auto-spektraltetthetskurvene rent visuelt. Auto-spektraltetthetskurvene estimert med Burgs metode ble benyttet til å lese av disse verdiene, da Welch metode ikke gir en like god representasjon av dempningsforholdene.

Dempningskoeffisientene ble estimert for noen av de lavfrekvente vibrasjonsmodene som er godt definert, samt en høyfrekvent mode, for hvert signal. For å kunne bestemme Rayleigh dempningskoeffisientene, α og β , bør det benyttes moder som har tilstrekkelig frekvensavstand, se figur 4.2. Dette ble oppnådd ved å kombinere alle de lavfrekvente vibrasjonsmodene med den høyfrekvente moden for å gjøre estimer av Rayleigh koeffisientene.

På Gjemnessundbrua er auto-spektraltetthetene for responsen i vertikal z-retning benyttet, da dette gav de mest definerte toppene. Det ble her benyttet fire lavfrekvente vibrasjonsmoder med frekvenser under 1 Hz, i kombinasjon med en høyfrekvent mode med frekvens opp mot 10 Hz.

På Bergsøysundbrua ble auto-spektraltetthetene for respons i bruas tverretning (y-retning) benyttet, da dette gav de best adskilte frekvenstoppe. Det ble her benyttet kun tre lavfrekvente moder i kombinasjon med en høyfrekvent, av den grunn at det er færre godt definerte adskilte topper i spektraltetthetene. De lavfrekvente modene har en egenfrekvens på under 1 Hz, og den høyfrekvente moden ligger opp imot 10 Hz.

Det var viktig at den høyfrekvente moden ikke representerte lokal vibrasjon fra konstruksjonsdelene akselerometrene er montert på, men at det representerte en

vibrasjonsmode for globale svingninger av brukonstruksjonen. Den laveste lokale egenfrekvensen til tverrskottet på Gjemnessundbrua er på ca 13,5 Hz (se kapittel 7.1), og ved å benytte moder med egenfrekvenser under 10 Hz ble dette problemet unngått. Den laveste egenfrekvensen for lokal vibrasjon av fagverksstavene akselerometrene er montert til på Bergsøysundbrua har en frekvens på over 32,2 Hz, se kapittel 7.2. Det vil altså heller ikke her være et problem for de valgte frekvenstopkene.

8.1.4 Signalbeskrivelse

Gjemnessundbrua

Det er gjennomført analyser av fire ulike responssignaler fra Gjemnessundbrua. Hvert signal inneholder responsen i de tre ortogonale retningene for alle akselerometrene, se kapittel 3.3. Signalet fra anemometeret er benyttet til å indikere gjennomsnittsvindhastigheten, og gjennomsnittsvindretningen i måleperioden. Hvert av de fire responssignalene er totalt 30 minutter lange, hvorav de første 10 minuttene er benyttet i spektralanalysene.

Alle de fire responssignalene er målt på dagtid 30. april 2013 med startintervaller på 2 timer, se tabell 8.1.

Tabell 8.1: Starttidspunkt for de fire responssignalene for Gjemnessundbrua

| Signalnavn | Start tidspunkt |
|-------------------|-----------------|
| Signal 1G (Sig1G) | 12.00 |
| Signal 2G (Sig2G) | 14.00 |
| Signal 3G (Sig3G) | 16.00 |
| Signal 4G (Sig4G) | 18.00 |

Bergsøysundbrua

Sensornode B1 og B2 måtte demonteres kort tid etter at systemet var ferdig montert, grunnet vedlikeholdsarbeider på brua. Dermed var det begrenset hvor mange responssignaler som ble trukket ut mens hele systemet var operativt. Det ble derfor her kun gjort analyser av tre signaler. Hvert signal inneholder responsen i de tre ortogonale retningene for alle akselerometrene på samme måte som for Gjemnessundbrua, se kapittel 3.3. De tre responssignalene er 10 minutter lange, og er målt 2. mai 2013 suksessivt fra kl. 12.00. Signal 1B er imidlertid de første 10 minuttene av et 20 minutters langt signal.

Tabell 8.2: Starttidspunkt for de tre responssignalene for Bergsøysundbrua

| Signalnavn | Start tidspunkt |
|-------------------|-----------------|
| Signal 1B (Sig1B) | 12.00 |
| Signal 2B (Sig2B) | 12.20 |
| Signal 3B (Sig3B) | 12.30 |

8.2 Resultater - Gjemnessundbrua

8.2.1 FEM-analyse

Modellen av brukonstruksjonen er beskrevet av Voigt [3], med en rettelse for brubanens motstandsmoment.

I tabell 8.3 er de ulike svingeformene beskrevet, og de ulike sensorene som vil registrere svingeformen er angitt. Sensorer som registrerer bevegelsen er angitt med en fasevinkel i forhold til sensoren som skal registrere bevegelsen tydeligst. Noden som registrerer bevegelsen tydeligst er angitt med en fasevinkel på 0 grader, og markert med sort i tabell 8.3. Torsjonsbevegelser er identifisert ved bevegelser ute av fase innbyrdes i en node. Dette ble benyttet for å kunne knytte de målte egenfrekvensene opp imot svingeformene identifisert i FEM-analysen. Modene som representerer lokale vibrasjoner i hengestenger, eller andre svingeformer som ikke gir vesentlige utslag langs brubanen, er ikke betraktet.

Tabell 8.3: Identifikasjon av egenfrekvenser for Gjemnessundrua, med anvisning av forventede fasevinkler mellom sensornodene

| Mode No. | Beskrivelse av svingeform | Egenfrekvens modell [Hz] | G1 | G2 | G3 | G4 | G5 | G6 | G7 |
|----------|----------------------------------|--------------------------|-----|-------|-----|-------|-------|-----|-------|
| 1 | Horisontal, 1 bølge | 0,098 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 2 | Vertikal, 2 bølger | 0,173 | 180 | 180 | 180 | - | - | 0 | 0 |
| 3 | Vertikal, 1 bølge | 0,202 | - | - | 0 | 0 | 0 | 0 | - |
| 4 | Hor./tosjon , 2 bølger | 0,274 | 180 | 180 | 180 | - | - | 0 | 0 |
| 5 | Vertikal, 3 bølger | 0,286 | 0 | 0 | (0) | (180) | 180 | 0 | 0 |
| 6 | Vertikal, 4 bølger | 0,389 | 180 | - | 0 | - | 180 | 180 | 0 |
| 8 | Torsjon, 1 bølge | 0,435 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 10 | Torsjon, 2 bølger | 0,449 | 0 | 0 | 0 | - | - | 180 | 180 |
| 12 | Vertikal, 5 bølger | 0,540 | 180 | - | 0 | (180) | (180) | 0 | (180) |
| 13 | Hor./tosjon , 3 bølger | 0,558 | 180 | 180 | - | 0 | 0 | - | 180 |
| 17 | Hor./torsjon , 2 bølger | 0,607 | 0 | - | 180 | - | - | - | - |
| 18 | Hor./torsjon , 2 bølger | 0,660 | - | - | - | - | 180 | 180 | 0 |
| 21 | Hor./tosjon , 3 bølger | 0,712 | 180 | (180) | (0) | 0 | 0 | - | 180 |
| 22 | Vertikal, 6 bølger | 0,713 | 0 | (180) | - | 0 | 180 | - | (0) |
| 25 | Hor./torsjon , 3/4 bølger | 0,745 | - | 180 | 180 | - | 0 | 0 | 180 |
| 27 | Hor./torsjon 4 bølger | 0,785 | 0 | 0 | 180 | 180 | 0 | 0 | 180 |
| 29 | Torsjon | 0,869 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 30 | Vertikal, 7 bølger | 0,920 | 0 | 180 | 0 | - | - | 0 | 180 |
| 32 | Hor./torsjon 5 bølger | 0,957 | 0 | - | 180 | 0 | 0 | 180 | - |

MERKNAD
 Sensornoden som registrerer bevegelsen tydeligst merkes sort
 Sensorer uten tydelig utslag markeres med -
 Parantes indikerer svakt utslag
 Uthevet svingeformbeskrivelse benyttes i modeverifikasjonen

8.2.2 Målte egenfrekvenser og verifikasjon av svingeformer

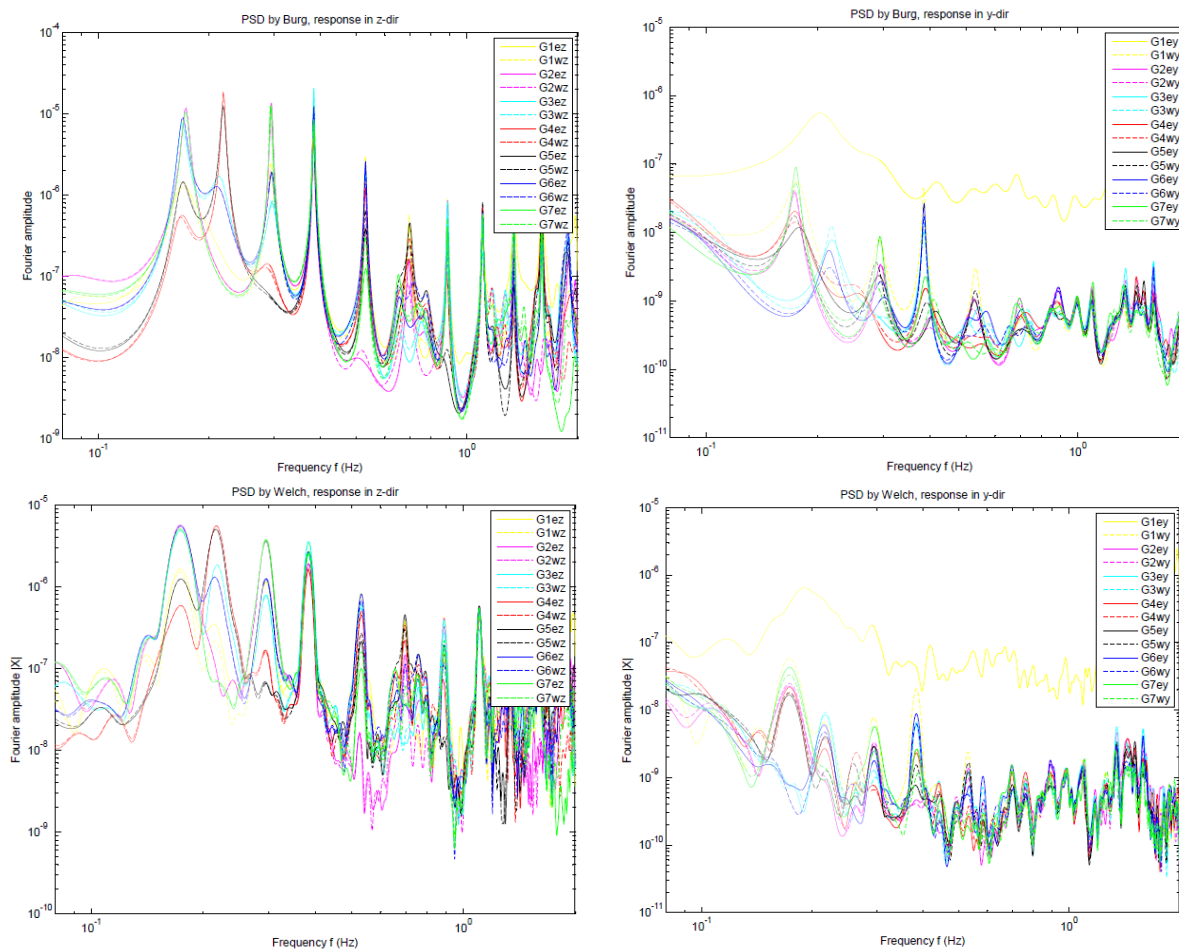
Auto-spektralitetene for responssignalene i z- og y-retning ble plottet i respektive figurer for enkelt å kunne identifisere hvilken bevegelse de indikerer. Figur 8.3 viser auto-spektralitetene estimert ved både Burgs metode og med Welch metode for Signal 1G, se tabell 8.1. Akselerometersensorene er indikert med nodenummer, hvilken side av brua de er plassert og med retning av signalet. Eksempelvis betyr G4ey følgende:

- G4 → Node G4
- e → Østre side (east)
- y → Responsretning y (bruas tverretning)

For dokumentasjon av de monterte akselerometrene, se kapittel 3.3.1.

Det ble benyttet fasevinkler og koherens mellom to signaler til å verifisere egenfrekvenser og svingeformer. Kurvene for koherens og fasefunksjoner er vist for Signal 2G i vedlegg D.1. Koherens og fasevinkelplottene varierer lite for de ulike signalene, og disse er derfor kun vist for ett signal i vedlegg D.1. Signal 2G er valgt, da dette er signalet som identifiserte flest egenfrekvenser for Gjemnessundbrua.

Signal 1G



Figur 8.3: Auto-spektraltettheter fra Signal 1G

Vindforholdene under måleperioden er vist i tabell 8.4 der vindretningen er målt i forhold til nordgående kjøreretning, se kapittel 3.3.3.

Tabell 8.4: Vindforhold ved Signal 1G

| | Gjennomsnitt | Standardavvik |
|---------------------------------|--------------|---------------|
| Horisontal vindhastighet [m/s] | 10,14 | 28,63 |
| Horisontal vindretning [grader] | 297 | 24 |
| Vertikal vindhastighet [m/s] | 0,77 | 29,11 |

I tabell 8.5 er det indikert hvilke frekvenstopper som er registrert ved *peak picking*-metoden. Det fremkommer hvilke topper som er sterkt indikert og hvilke som er svakt indikert i auto-spektraltetthetene. I tillegg fremkommer det hvilken auto-spektraltetthetskurve de er registrert i. Toppene er plassert sammen med egenfrekvenser de kan representere fra FEM-analysen. Videre er de uthevede frekvensene benyttet i verifikasjon av vibrasjonsmoder i tabell 8.6, hvor de er testet for verifikasjonskriteriene satt i kapittel 8.1.2. De bekreftede

egenfrekvensene etter kriterium 1 er markert med blått, og frekvensene bekreftet kun etter kriterium 2 er markert med rødt.

Tabell 8.5: Registrerte frekvenstopper ved *peak picking*-metoden fra Signal 1G. Alle verdier i Hz.

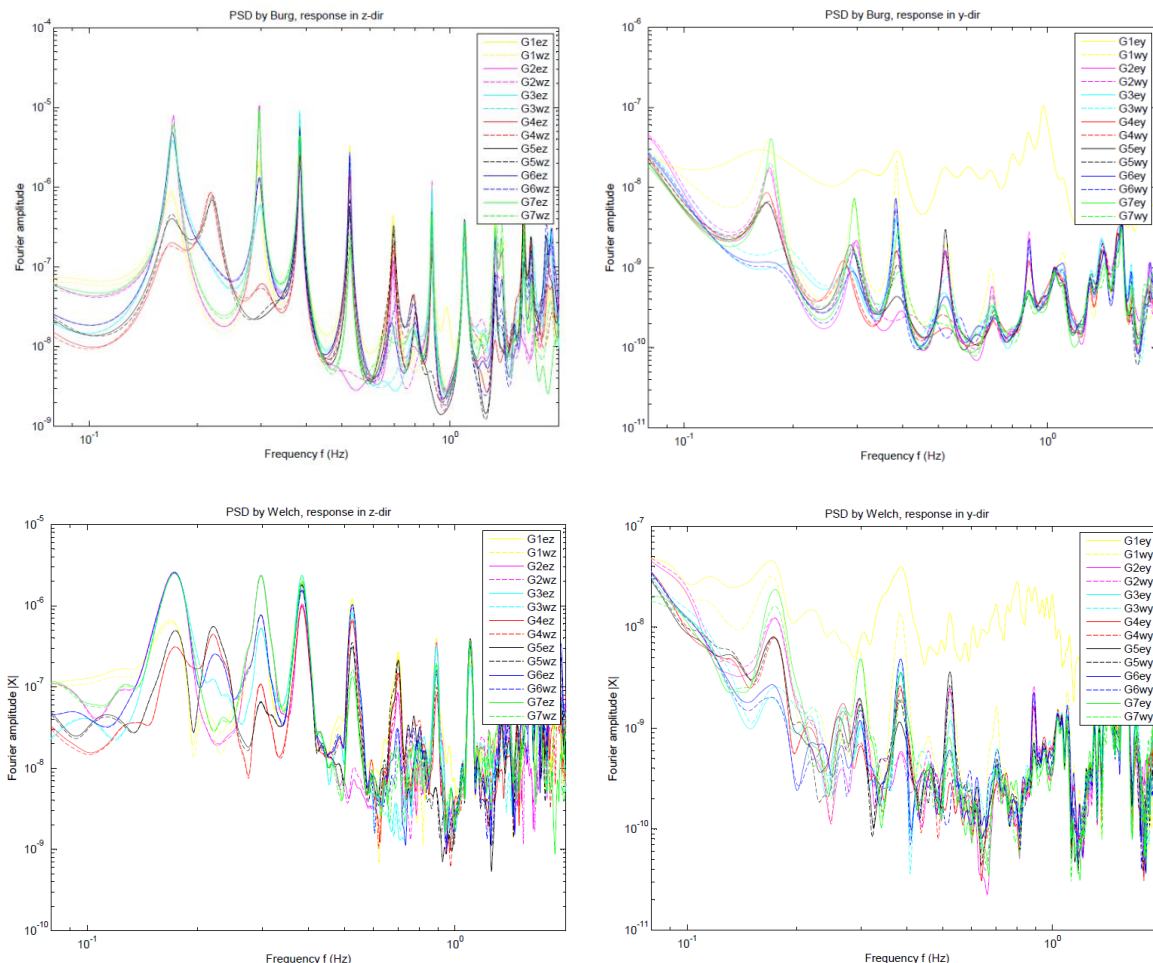
| Mode No. | Bevegelse | FEM | Burgs metode | | | | Welch metode | | | | |
|----------|-----------|-------|------------------|---------|-----------------|--------------|------------------|--------------|-----------------|--------------|-------|
| | | | Sterkt indikerte | | Svakt indikerte | | Sterkt indikerte | | Svakt indikerte | | |
| | | | z-retn. | y-retn. | z-retn. | y-retn. | z-retn. | y-retn. | z-retn. | y-retn. | |
| 1 | Hor | 0,098 | | | | | | | | 0,115 | 0,107 |
| 2 | Vert | 0,173 | 0,173 | 0,175 | | | 0,173 | 0,173 | | | |
| 3 | Vert | 0,202 | 0,202 | 0,218 | | | 0,217 | 0,217 | | | |
| 4 | Hor | 0,274 | | 0,293 | | 0,287 | 0,295 | 0,263 | | | |
| 5 | Vert | 0,286 | 0,295 | 0,293 | | 0,295 | 0,295 | 0,295 | | | |
| 6 | Vert | 0,389 | 0,385 | 0,385 | | | 0,383 | 0,387 | | | |
| 8 | Tor | 0,435 | | | | 0,415 | | 0,442 | 0,455 | | |
| 10 | Tor | 0,449 | | | | | | 0,442 | 0,455 | | |
| 12 | Vert | 0,540 | 0,532 | 0,532 | | | 0,532 | 0,532 | | | 0,495 |
| 13 | Hor | 0,558 | | | | 0,567 | | 0,532 | 0,557 | 0,558 | |
| 17 | Hor | 0,607 | | | | | | 0,583 | 0,588 | 0,625 | |
| 18 | Hor | 0,660 | 0,653 | | | 0,658 | | | 0,660 | 0,663 | |
| 21 | Hor | 0,712 | 0,698 | 0,697 | | | 0,698 | 0,697 | | | |
| 22 | Vert | 0,713 | 0,698 | 0,697 | | 0,737 | 0,698 | 0,697 | | | |
| 25 | Hor | 0,745 | | | | 0,775 | 0,737 | 0,758 | 0,763 | | |
| 27 | Hor | 0,785 | | | | 0,775 | 0,737 | 0,758 | 0,763 | 0,790 | |
| 29 | Tor | 0,869 | 0,888 | 0,887 | | 0,857 | | | 0,832 | | |
| 30 | Vert | 0,920 | 0,888 | 0,887 | | | 0,888 | 0,890 | | | |
| 32 | Hor | 0,957 | | 0,998 | | | | 0,987 | 0,985 | | |

Tabell 8.6: Verifikasjon av vibrasjonsmoder fra Signal 1G

| Mode No. | Bevegelse | Aks.metre | Koherens | Fasevinkel | | | | Kontroll | |
|----------|-----------|------------|----------|------------|--------|-----|-----------|----------|---------|
| | | | | Rad | Grader | FEM | Avvik [%] | Krit. 1 | Krit. 2 |
| 1 | Hor | G2ey, G6ey | 0,90 | -1,64 | -94 | 0 | 52 | IKKE OK | IKKE OK |
| 2 | Vert | G1ez, G7ez | 0,97 | 3,12 | 179 | 180 | 1 | OK | OK |
| 3 | Vert | G3ez, G6ez | 0,95 | 0,09 | 5 | 0 | 3 | OK | OK |
| 4 | Hor | G2ey, G6ey | 0,03 | 1,55 | 89 | 180 | 51 | IKKE OK | IKKE OK |
| 5 | Vert | G1ez, G7ez | 0,98 | 0,09 | 5 | 0 | 3 | OK | OK |
| 6 | Vert | G3ez, G5ez | 1,00 | 2,85 | 163 | 180 | 9 | OK | OK |
| 8 | Tor | G2ey, G6ey | 0,72 | -0,28 | -16 | 0 | 9 | IKKE OK | IKKE OK |
| 10 | Tor | G2ey, G6ey | 0,40 | -0,63 | -36 | 180 | 120 | IKKE OK | IKKE OK |
| 12 | Vert | G1ez, G4ez | 1,00 | 0,22 | 13 | 0 | 7 | OK | OK |
| 13 | Hor | G1ey, G4ey | 0,50 | 1,24 | 71 | 180 | 61 | IKKE OK | IKKE OK |
| 17 | Hor | G1ey, G3ey | 0,05 | -1,10 | -63 | 180 | 135 | IKKE OK | IKKE OK |
| 18 | Hor | G5ey, G7ey | 0,66 | 0,07 | 4 | 180 | 98 | IKKE OK | IKKE OK |
| 21 | Hor | G1ey, G4ey | 0,31 | 2,45 | 140 | 180 | 22 | IKKE OK | IKKE OK |
| 22 | Vert | G1ez, G4ez | 0,97 | 0,38 | 22 | 0 | 12 | OK | OK |
| 25 | Hor | G2ey, G6ey | 0,93 | -0,03 | -2 | 180 | 101 | IKKE OK | IKKE OK |
| 27 | Hor | G2ey, G6ey | 0,93 | -0,03 | -2 | 0 | 1 | OK | OK |
| 29 | Tor | G4ez, G4wz | 0,60 | 2,24 | 129 | 180 | 29 | IKKE OK | IKKE OK |
| 30 | Vert | G1ez, G6ez | 0,98 | 0,37 | 21 | 0 | 12 | OK | OK |
| 32 | Hor | G1ey, G6ey | 0,18 | 2,16 | 124 | 180 | 31 | IKKE OK | IKKE OK |

Signal 2G

Figur 8.4 viser auto-spektral tettheter estimert ved både Burgs metode og med Welch metode for Signal 2G.



Figur 8.4: Auto-spektral tettheter fra Signal 2G

Vindforholdene under måleperioden er vist i tabell 8.7 der vindretningen er målt i forhold til nordgående kjøreretning, se kapittel 3.3.3.

Tabell 8.7: Vindforhold ved Signal 2G

| | Gjennomsnitt | Standardavvik |
|---------------------------------|--------------|---------------|
| Horisontal vindhastighet [m/s] | 4,79 | 0,95 |
| Horisontal vindretning [grader] | 238 | 16 |
| Vertikal vindhastighet [m/s] | -0,08 | 0,41 |

I tabell 8.8 og 8.9 er toppene i auto-spektral tetthetene behandlet på samme måte som for Signal 1G.

Tabell 8.8: Registrerte frekvenstopper i Hz ved *peak picking*-metoden fra Signal 2G. Alle verdier i Hz.

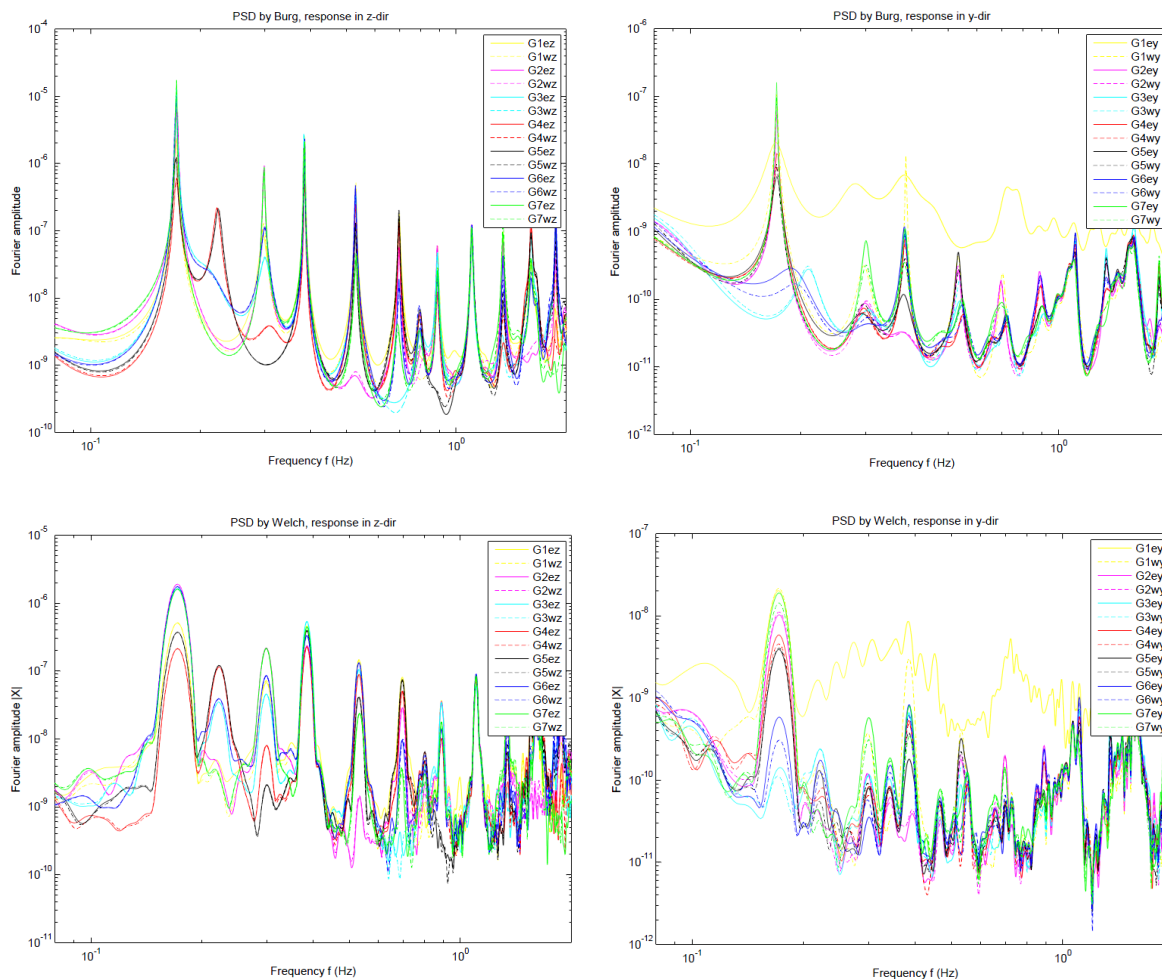
| Mode No. | Bevegelse | FEM | Burgs metode | | | | Welch metode | | | | |
|----------|-----------|-------|------------------|--------------|-----------------|--------------|------------------|--------------|-----------------|--------------|--------------|
| | | | Sterkt indikerte | | Svakt indikerte | | Sterkt indikerte | | Svakt indikerte | | |
| | | | z-retn. | y-retn. | z-retn. | y-retn. | z-retn. | y-retn. | z-retn. | y-retn. | |
| 1 | Hor | 0,098 | | | | | | | | 0,113 | |
| 2 | Vert | 0,173 | 0,172 | 0,173 | | | | 0,173 | 0,173 | | |
| 3 | Vert | 0,202 | 0,217 | | | | | 0,220 | | | 0,220 |
| 4 | Hor | 0,274 | 0,295 | 0,293 | | 0,275 | | 0,297 | 0,267 | | |
| 5 | Vert | 0,286 | 0,295 | 0,293 | | | | 0,297 | 0,298 | | |
| 6 | Vert | 0,389 | 0,383 | 0,383 | | | | 0,383 | 0,383 | | |
| 8 | Tor | 0,435 | | | | | | | | 0,437 | 0,457 |
| 10 | Tor | 0,449 | | | | | | | | 0,483 | 0,457 |
| 12 | Vert | 0,540 | 0,527 | 0,525 | | | | 0,525 | 0,525 | | |
| 13 | Hor | 0,558 | | 0,525 | | 0,575 | | 0,525 | | | |
| 17 | Hor | 0,607 | | | | | | 0,620 | | 0,592 | 0,593 |
| 18 | Hor | 0,660 | | | 0,687 | | | 0,620 | | 0,643 | |
| 21 | Hor | 0,712 | 0,695 | 0,702 | 0,710 | | | 0,700 | 0,702 | | |
| 22 | Vert | 0,713 | 0,695 | 0,702 | 0,710 | | | 0,700 | 0,702 | | |
| 25 | Hor | 0,745 | | 0,702 | | | | | | | 0,747 |
| 27 | Hor | 0,785 | 0,790 | | | | | | | 0,747 | |
| 29 | Tor | 0,869 | 0,890 | 0,890 | | | | 0,890 | 0,888 | 0,885 | 0,832 |
| 30 | Vert | 0,920 | 0,890 | 0,890 | | | | 0,890 | 0,888 | | |
| 32 | Hor | 0,957 | | | 0,978 | | | | | | 0,948 |

Tabell 8.9: Verifikasjon av vibrasjonsmoder fra Signal 2G

| Mode No. | Bevegelse | Aks.metre | Koherens | Fasevinkel | | | | Kontroll | |
|----------|-----------|------------|----------|------------|--------|-----|-----------|----------|---------|
| | | | | Rad | Grader | FEM | Avvik [%] | Krit. 1 | Krit. 2 |
| 1 | Hor | G2ey, G6ey | 0,13 | -0,18 | 10 | 0 | 6 | IKKE OK | IKKE OK |
| 2 | Vert | G1ez, G7ez | 0,92 | 3,04 | 174 | 180 | 3 | OK | OK |
| 3 | Vert | G3ez, G6ez | 0,81 | 0,45 | 26 | 0 | 14 | IKKE OK | OK |
| 4 | Hor | G2ey, G6ey | 0,93 | -0,09 | 5 | 180 | 97 | IKKE OK | IKKE OK |
| 5 | Vert | G1ez, G7ez | 0,99 | 0,12 | 7 | 0 | 4 | OK | OK |
| 6 | Vert | G3ez, G5ez | 1,00 | 3,12 | 179 | 180 | 1 | OK | OK |
| 8 | Tor | G2ey, G6ey | 0,92 | -0,20 | 12 | 0 | 6 | OK | OK |
| 10 | Tor | G2ey, G6ey | 0,92 | -0,20 | 12 | 180 | 94 | IKKE OK | IKKE OK |
| 12 | Vert | G1ez, G4ez | 1,00 | 0,26 | 15 | 0 | 8 | OK | OK |
| 13 | Hor | G1ey, G4ey | 0,37 | 2,44 | 140 | 180 | 22 | IKKE OK | IKKE OK |
| 17 | Hor | G1ey, G3ey | 0,53 | 1,67 | 96 | 180 | 47 | IKKE OK | IKKE OK |
| 18 | Hor | G5ey, G7ey | 0,76 | -0,12 | 7 | 180 | 96 | IKKE OK | IKKE OK |
| 21 | Hor | G1ey, G4ey | 0,39 | -2,99 | 171 | 180 | 5 | IKKE OK | IKKE OK |
| 22 | Vert | G1ez, G4ez | 0,99 | 0,21 | 12 | 0 | 7 | OK | OK |
| 25 | Hor | G2ey, G6ey | 0,96 | -0,18 | 10 | 180 | 94 | IKKE OK | IKKE OK |
| 27 | Hor | G2ey, G6ey | 0,96 | -0,18 | 10 | 0 | 6 | OK | OK |
| 29 | Tor | G4ez, G4wz | 0,58 | 2,89 | 165 | 180 | 8 | IKKE OK | IKKE OK |
| 30 | Vert | G1ez, G6ez | 0,99 | 0,26 | 15 | 0 | 8 | OK | OK |
| 32 | Hor | G1ey, G6ey | 0,32 | -1,32 | 75 | 180 | 58 | IKKE OK | IKKE OK |

Signal 3G

Figur 8.5 viser auto-spektral tettheter estimert ved både Burgs metode og med Welch metode for Signal 3G.



Figur 8.5: Auto-spektral tettheter fra Signal 3G

Vindforholdene under måleperioden er vist i tabell 8.10 der vindretningen er målt i forhold til nordgående kjøreretning, se kapittel 3.3.3.

Tabell 8.10: Vindforhold ved Signal 3G

| | Gjennomsnitt | Standardavvik |
|---------------------------------|--------------|---------------|
| Horisontal vindhastighet [m/s] | 4,13 | 0,79 |
| Horisontal vindretning [grader] | 236 | 13 |
| Vertikal vindretning [m/s] | -0,05 | 0,30 |

I tabell 8.11 og 8.12 er toppene i auto-spektral tetthetene behandlet på samme måte som for Signal 1G.

Tabell 8.11: Registrerte frekvenstopper i Hz ved *peak picking*-metoden fra Signal 3G. Alle verdier i Hz.

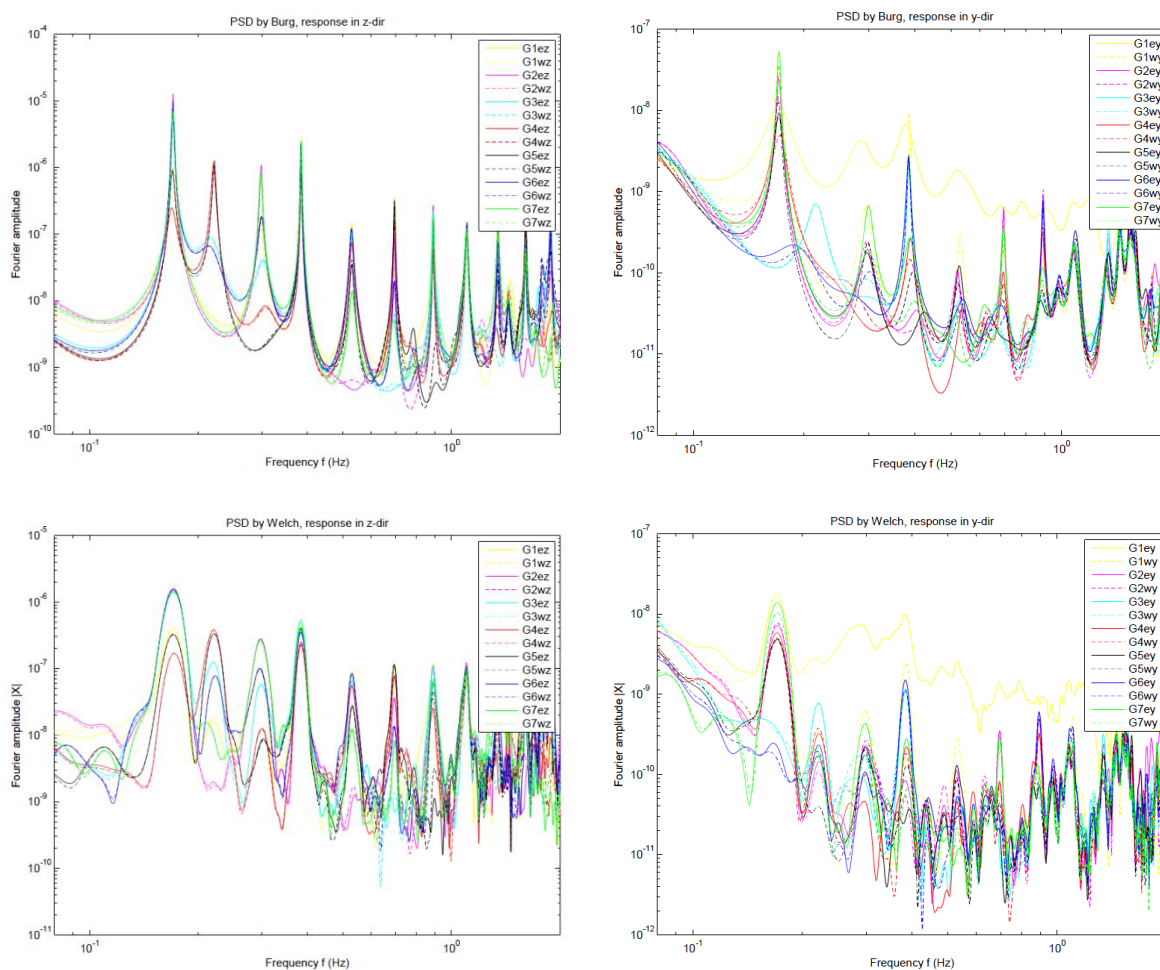
| Mode No. | Bevegelse | FEM | Burgs metode | | | | Welch metode | | | | |
|----------|-----------|-------|------------------|--------------|-----------------|---------|------------------|--------------|-----------------|--------------|-------|
| | | | Sterkt indikerte | | Svakt indikerte | | Sterkt indikerte | | Svakt indikerte | | |
| | | | z-retn. | y-retn. | z-retn. | y-retn. | z-retn. | y-retn. | z-retn. | y-retn. | |
| 1 | Hor | 0,098 | | | | | | | | 0,098 | |
| 2 | Vert | 0,173 | 0,172 | 0,172 | | | 0,172 | 0,172 | | | |
| 3 | Vert | 0,202 | 0,222 | | | 0,208 | 0,222 | 0,222 | | | |
| 4 | Hor | 0,274 | 0,298 | 0,300 | | | 0,298 | 0,300 | | | |
| 5 | Vert | 0,286 | 0,298 | 0,300 | | | 0,298 | 0,342 | | | |
| 6 | Vert | 0,389 | 0,383 | 0,383 | | | 0,385 | 0,385 | | | |
| 8 | Tor | 0,435 | | | | | | 0,467 | 0,450 | | |
| 10 | Tor | 0,449 | | | | | | 0,467 | 0,450 | | |
| 12 | Vert | 0,540 | 0,530 | 0,533 | | | 0,532 | 0,532 | | | 0,510 |
| 13 | Hor | 0,558 | 0,530 | 0,533 | | | 0,532 | 0,552 | | | |
| 17 | Hor | 0,607 | | | | | | | | 0,628 | |
| 18 | Hor | 0,660 | | | | 0,652 | | 0,655 | 0,628 | | |
| 21 | Hor | 0,712 | 0,697 | 0,697 | | 0,723 | 0,697 | 0,697 | | | |
| 22 | Vert | 0,713 | 0,697 | 0,697 | | 0,723 | 0,697 | 0,727 | | | |
| 25 | Hor | 0,745 | | | | 0,723 | | 0,757 | | | |
| 27 | Hor | 0,785 | 0,795 | | | | 0,802 | | 0,777 | 0,788 | |
| 29 | Tor | 0,869 | 0,887 | 0,892 | | | 0,802 | 0,853 | 0,850 | | |
| 30 | Vert | 0,920 | 0,887 | 0,892 | | | 0,888 | 0,890 | 0,932 | | |
| 32 | Hor | 0,957 | | | 0,988 | 0,993 | | | | 0,997 | 0,950 |

Tabell 8.12: Verifikasjon av vibrasjonsmoder fra Signal 3G

| Mode No. | Bevegelse | Aks.metre | Koherens | Fasevinkel | | | | Kontroll | |
|----------|-----------|------------|----------|------------|--------|-----|-----------|----------|---------|
| | | | | Rad | Grader | FEM | Avvik [%] | Krit. 1 | Krit. 2 |
| 1 | Hor | G2ey, G6ey | 0,42 | 2,18 | 125 | 0 | 69 | IKKE OK | IKKE OK |
| 2 | Vert | G1ez, G7ez | 0,99 | -3,13 | 179 | 180 | 1 | OK | OK |
| 3 | Vert | G3ez, G6ez | 0,69 | 0,13 | 7 | 0 | 4 | IKKE OK | IKKE OK |
| 4 | Hor | G2ey, G6ey | 0,69 | -0,08 | 5 | 180 | 97 | IKKE OK | IKKE OK |
| 5 | Vert | G1ez, G7ez | 0,97 | 0,10 | 6 | 0 | 3 | OK | OK |
| 6 | Vert | G3ez, G5ez | 1,00 | 3,13 | 179 | 180 | 0 | OK | OK |
| 8 | Tor | G2ey, G6ey | 0,78 | 0,20 | 11 | 0 | 6 | IKKE OK | IKKE OK |
| 10 | Tor | G2ey, G6ey | 0,78 | 0,20 | 11 | 180 | 94 | IKKE OK | IKKE OK |
| 12 | Vert | G1ez, G4ez | 1,00 | 0,20 | 11 | 0 | 6 | OK | OK |
| 13 | Hor | G1ey, G4ey | 0,17 | -1,99 | 114 | 180 | 37 | IKKE OK | IKKE OK |
| 17 | Hor | G1ey, G3ey | 0,12 | 2,05 | 118 | 180 | 35 | IKKE OK | IKKE OK |
| 18 | Hor | G5ey, G7ey | 0,78 | 0,29 | 17 | 180 | 91 | IKKE OK | IKKE OK |
| 21 | Hor | G1ey, G4ey | 0,09 | 0,63 | 36 | 180 | 80 | IKKE OK | IKKE OK |
| 22 | Vert | G1ez, G4ez | 0,99 | 0,21 | 12 | 0 | 7 | OK | OK |
| 25 | Hor | G2ey, G6ey | 0,77 | 0,07 | 4 | 180 | 98 | IKKE OK | IKKE OK |
| 27 | Hor | G2ey, G6ey | 0,65 | 0,00 | 0 | 0 | 0 | IKKE OK | IKKE OK |
| 29 | Tor | G4ez, G4wz | 0,63 | -3,03 | 173 | 180 | 4 | IKKE OK | IKKE OK |
| 30 | Vert | G1ez, G6ez | 0,99 | 0,31 | 18 | 0 | 10 | OK | OK |
| 32 | Hor | G1ey, G6ey | 0,46 | -2,58 | 148 | 180 | 18 | IKKE OK | IKKE OK |

Signal 4G

I figur 8.6 er auto-spektralitetene estimert for Signal 4G vist.



Figur 8.6: Auto-spektraliteter fra Signal 4G

Vindforholdene under måleperioden er vist i tabell 8.13 der vindretningen er målt i forhold til nordgående kjøreretning, se kapittel 3.3.3.

Tabell 8.13: Vindforhold ved Signal 4G

| | Gjennomsnitt | Standardavvik |
|---------------------------------|--------------|---------------|
| Horisontal vindhastighet [m/s] | 4,95 | 16,77 |
| Horisontal vindretning [grader] | 210 | 49 |
| Vertikal vindhastighet [m/s] | 0,25 | 16,75 |

I tabell 8.14 og 8.15 er toppene i auto-spektralitetene behandlet på samme måte som for Signal 1G.

Tabell 8.14: Registrerte frekvenstopper i Hz ved *peak picking*-metoden fra Signal 4G. Alle verdier i Hz.

| Mode No. | Bevegelse | FEM | Burgs metode | | | | Welch metode | | | |
|----------|-----------|-------|------------------|---------|-----------------|--------------|------------------|--------------|-----------------|--------------|
| | | | Sterkt indikerte | | Svakt indikerte | | Sterkt indikerte | | Svakt indikerte | |
| | | | z-retn. | y-retn. | z-retn. | y-retn. | z-retn. | y-retn. | z-retn. | y-retn. |
| 1 | Hor | 0,098 | | | | | | | 0,087 | 0,120 |
| 2 | Vert | 0,173 | 0,170 | 0,170 | | | 0,170 | 0,170 | | |
| 3 | Vert | 0,202 | 0,222 | | | 0,215 | 0,220 | 0,220 | | |
| 4 | Hor | 0,274 | 0,298 | 0,298 | | | 0,297 | 0,297 | | |
| 5 | Vert | 0,286 | 0,298 | 0,298 | | | 0,297 | 0,297 | | |
| 6 | Vert | 0,389 | 0,385 | 0,385 | | | 0,383 | 0,383 | | |
| 8 | Tor | 0,435 | | | | | | | | 0,435 |
| 10 | Tor | 0,449 | | | | | | | | 0,490 |
| 12 | Vert | 0,540 | 0,530 | 0,530 | | | 0,530 | | | |
| 13 | Hor | 0,558 | | | | 0,533 | | | | 0,587 |
| 17 | Hor | 0,607 | | | | | | | 0,607 | 0,587 |
| 18 | Hor | 0,660 | 0,695 | 0,695 | | | 0,695 | | | 0,632 |
| 21 | Hor | 0,712 | 0,695 | 0,695 | | | 0,695 | 0,695 | | |
| 22 | Vert | 0,713 | 0,695 | 0,695 | | | 0,695 | 0,695 | | |
| 25 | Hor | 0,745 | | | | | | | | 0,750 |
| 27 | Hor | 0,785 | | | 0,783 | | | | 0,788 | 0,805 |
| 29 | Tor | 0,869 | 0,890 | 0,890 | | | 0,890 | 0,892 | | |
| 30 | Vert | 0,920 | 0,890 | 0,890 | | | 0,890 | 0,892 | | |
| 32 | Hor | 0,957 | | 0,985 | | | | 0,973 | 0,997 | |

Tabell 8.15: Verifikasjon av vibrasjonsmoder fra Signal 4G

| Mode No. | Bevegelse | Aks.metre | Koherens | Fasevinkel | | | | Kontroll | |
|----------|-----------|------------|----------|------------|--------|-----|-----------|----------|---------|
| | | | | Rad | Grader | FEM | Avvik [%] | Krit. 1 | Krit. 2 |
| 1 | Hor | G2ey, G6ey | 0,45 | -2,05 | 118 | 0 | 65 | IKKE OK | IKKE OK |
| 2 | Vert | G1ez, G7ez | 0,99 | -3,11 | 178 | 180 | 1 | OK | OK |
| 3 | Vert | G3ez, G6ez | 0,96 | -0,01 | 0 | 0 | 0 | OK | OK |
| 4 | Hor | G2ey, G6ey | 0,95 | -0,20 | 11 | 180 | 94 | IKKE OK | IKKE OK |
| 5 | Vert | G1ez, G7ez | 0,99 | 0,03 | 2 | 0 | 1 | OK | OK |
| 6 | Vert | G3ez, G5ez | 1,00 | 3,12 | 179 | 180 | 1 | OK | OK |
| 8 | Tor | G2ey, G6ey | 0,78 | -0,38 | 22 | 0 | 12 | IKKE OK | IKKE OK |
| 10 | Tor | G2ey, G6ey | 0,84 | -0,68 | 39 | 180 | 78 | IKKE OK | IKKE OK |
| 12 | Vert | G1ez, G4ez | 0,99 | 0,23 | 13 | 0 | 7 | OK | OK |
| 13 | Hor | G1ey, G4ey | 0,84 | 2,97 | 170 | 180 | 5 | IKKE OK | OK |
| 17 | Hor | G1ey, G3ey | 0,16 | -1,87 | 107 | 180 | 41 | IKKE OK | IKKE OK |
| 18 | Hor | G5ey, G7ey | 0,95 | 0,10 | 6 | 180 | 97 | IKKE OK | IKKE OK |
| 21 | Hor | G1ey, G4ey | 0,19 | -0,13 | 7 | 180 | 96 | IKKE OK | IKKE OK |
| 22 | Vert | G1ez, G4ez | 0,99 | 0,25 | 14 | 0 | 8 | OK | OK |
| 25 | Hor | G2ey, G6ey | 0,58 | 1,05 | 60 | 180 | 67 | IKKE OK | IKKE OK |
| 27 | Hor | G2ey, G6ey | 0,94 | -0,44 | 25 | 0 | 14 | OK | OK |
| 29 | Tor | G4ez, G4wz | 0,99 | -0,02 | 1 | 180 | 99 | IKKE OK | IKKE OK |
| 30 | Vert | G1ez, G6ez | 0,98 | 0,36 | 21 | 0 | 11 | OK | OK |
| 32 | Hor | G1ey, G6ey | 0,20 | -3,03 | 174 | 180 | 3 | IKKE OK | IKKE OK |

Oppsummering

I tabell 8.16 er egenfrekvensene til svingeformene verifisert etter Kriterium 1 samlet for alle signalene behandlet ovenfor. Egenfrekvensene som kun er bekreftet av Kriterium 2 er også angitt (markert med rødt), men er ikke tatt med i beregningen av den gjennomsnittlige estimerte egenfrekvensen.

Tabell 8.16: Egenfrekvensene som er verifisert fra de fire signalene på Gjemnessundbrua

| Mode No. | Bevegelse | FEM-modell [Hz] | Sig1G [Hz] | Sig2G [Hz] | Sig3G [Hz] | Sig4G [Hz] | Gj. Snitt [Hz] | Avvik fra FEM [%] |
|----------|-----------|-----------------|------------|------------|------------|------------|----------------|-------------------|
| 2 | Vert | 0,173 | 0,173 | 0,173 | 0,172 | 0,170 | 0,172 | 0,8 |
| 3 | Vert | 0,202 | 0,217 | 0,220 | - | 0,220 | 0,218 | 8,2 |
| 5 | Vert | 0,286 | 0,295 | 0,297 | 0,298 | 0,298 | 0,297 | 3,8 |
| 6 | Vert | 0,389 | 0,385 | 0,383 | 0,385 | 0,383 | 0,384 | 1,2 |
| 8 | Tor | 0,435 | - | 0,457 | - | - | N/A | N/A |
| 12 | Vert | 0,540 | 0,532 | 0,525 | 0,532 | 0,530 | 0,530 | 1,9 |
| 13 | Hor | 0,558 | - | - | - | 0,533 | 0,533 | 4,5 |
| 22 | Vert | 0,713 | 0,698 | 0,700 | 0,697 | 0,695 | 0,698 | 2,2 |
| 27 | Hor | 0,785 | 0,763 | 0,747 | - | 0,805 | 0,772 | 1,7 |
| 28 | Aks | 0,791 | - | 0,832 | - | - | N/A | N/A |
| 30 | Vert | 0,920 | 0,888 | 0,890 | 0,888 | 0,890 | 0,889 | 3,3 |

8.2.3 Dempning

I tabell 8.17 er de estimerte dempningskoeffisientene presentert sammen med egenfrekvensen til den toppen dempningskoeffisienten er estimert fra. De fire lavfrekvente auto-spektraltetthetstoppene som er benyttet representerer vibrasjonsmode 2, 5, 6 og 22.

Tabell 8.17: Estimerte dempningskoeffisienter og egenfrekvensen til tilhørende topp for Gjemnessundbrua

| | Mode No. | 2 | 5 | 6 | 22 | Høy |
|-------|-------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Sig1G | Egenfrekvens [Hz] | 0,173 | 0,295 | 0,385 | 0,698 | 9,543 |
| | Demp.koeff [%] | 1,44 | 0,46 | 0,16 | 0,53 | 0,06 |
| Sig2G | Egenfrekvens [Hz] | 0,172 | 0,295 | 0,383 | 0,695 | 9,535 |
| | Demp.koeff [%] | 25,28 | 0,45 | 0,22 | 0,48 | 0,17 |
| Sig3G | Egenfrekvens [Hz] | 0,172 | 0,298 | 0,385 | 0,697 | 9,197 |
| | Demp.koeff [%] | 0,14 | 0,31 | 0,12 | 0,31 | 0,06 |
| Sig4G | Egenfrekvens [Hz] | 0,170 | 0,298 | 0,385 | 0,695 | 9,383 |
| | Demp.koeff [%] | 0,19 | 0,42 | 0,15 | 0,22 | 0,04 |

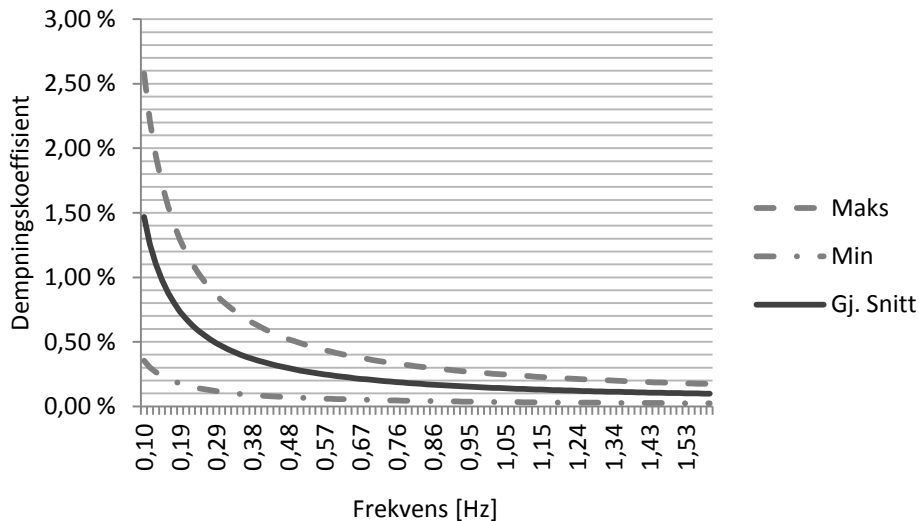
Rayleigh dempningskoeffisientene er estimert ved å kombinere de fire lavfrekvente svingeformene med den høyfrekvente moden. Disse koeffisientene er presentert i tabell 8.18. De ulike koeffisientene for hvert signal representerer kombinasjonen mellom den oppgitte moden og den høyfrekvente moden.

Tabell 8.18: Koeffisienter for Rayleigh dempning Gjemnessundbrua

| | Mode No. | α | β |
|--------------|----------|----------|-----------|
| Sig1G | 2 | 0,0312 | 1,28E-05 |
| | 5 | 0,0171 | 1,67E-05 |
| | 6 | 0,0076 | 1,93E-05 |
| | 22 | 0,0465 | 8,53E-06 |
| Sig2G | 2 | 0,5455 | -9,64E-05 |
| | 5 | 0,0164 | 5,10E-05 |
| | 6 | 0,0104 | 5,27E-05 |
| | 22 | 0,0413 | 4,41E-05 |
| Sig3G | 2 | 0,0031 | 1,98E-05 |
| | 5 | 0,0116 | 1,72E-05 |
| | 6 | 0,0059 | 1,89E-05 |
| | 22 | 0,0267 | 1,27E-05 |
| Sig4G | 2 | 0,0041 | 1,11E-05 |
| | 5 | 0,0158 | 7,75E-06 |
| | 6 | 0,0071 | 1,02E-05 |
| | 22 | 0,0190 | 6,83E-06 |
| Gjennomsnitt | | 0,0176 | 2,06E-05 |
| Std. avvik | | 0,0134 | 1,55E-05 |

Koeffisientene for mode 2 fra Signal 2G (markert med blått) er ikke tatt med i beregningen av gjennomsnitt og standardavvik, da de avviker unaturlig mye fra de andre estimatene.

I figur 8.7 er dempningskoeffisientene plottet som funksjon av egenfrekvens ved å benytte Rayleigh dempning. Variasjonen i målingene er angitt ved standardavviket rundt gjennomsnittsmålingene.



Figur 8.7: Dempningskoeffisientene estimert med Rayleigh dempning (NB! x-aksen begynner på 0,1 Hz)

8.3 Resultater - Bergsøysundbrua

8.3.1 FEM-analyse

FEM-analysen av Bergsøysundbrua er beskrevet av Hermstad [2]. I denne modellen tas det hensyn til hydrodynamiske effekter ved estimering av de ulike egenfrekvensene. For å estimere egenfrekvensene med god nøyaktighet er det dermed nødvendig å iterere frem disse effektene. I analysene er egenfrekvensene estimert med det antall iterasjoner som gav nøyaktighet i tre desimaler.

For å kunne registrere hvilke svingeformer hver målte egenfrekvens tilhørte ble det også her sett på koherens og fasevinkel mellom signalene fra de ulike akselerometersensorene. I tabell 8.19 er den noden som får størst utslag ved den betraktede svingeformen markert med sort og en fasevinkel på 0 grader. De andre nodene er angitt med fasevinkel i forhold til den sort markerte nodens signal. Torsjonsbevegelser ble identifisert ved bevegelser ute av fase innbyrdes i en node Dette benyttes til å knytte de målte egenfrekvensene opp imot svingeformene identifisert i FEM-analysen. Ved sammensatte bevegelser er den bevegelsen som er uthevet benyttet i modeverifikasjonen.

Tabell 8.19: Identifikasjon av egenfrekvenser for Bergsøysundbrua, med anvisning av forventede fasevinkler mellom sensornodene

| Mode No. | Beskrivelse av svingeform | Egenfrekvens modell [Hz] | B1 | B2 | B3 | B4 |
|----------|----------------------------|--------------------------|----------|----------|----------|----------|
| 1 | Horisontal | 0,091 | 0 | 0 | - | 180 |
| 2 | Horisontal | 0,165 | - | 0 | 0 | - |
| 3 | Vertikal | 0,195 | - | 0 | 0 | x |
| 4 | Vertikal | 0,232 | 180 | - | 0 | 0 |
| 5 | Horisontal | 0,234 | 0 | - | 180 | 0 |
| 6 | Hor. /torsjon | 0,251 | 0 | - | 180 | 0 |
| 7 | Vert. /hor./torsj. | 0,262 | 0 | - | - | 0 |
| 8 | Vert. /hor./torsj. | 0,278 | - | 180 | 0 | 0 |
| 9 | Torsjon | 0,307 | 180 | - | - | 0 |
| 10 | Vert./ hor. /torsj. | 0,336 | - | 0 | - | (0) |
| 11 | Vert. /hor./torsj. | 0,344 | (180) | (180) | 0 | (180) |
| 12 | Torsjon | 0,354 | 180 | - | 0 | 180 |
| 13 | Hor. /Torsj | 0,390 | (180) | 0 | - | - |
| 14 | Vertikal /Torsjon | 0,413 | 0 | - | - | 180 |
| 15 | Hor. /Torsj | 0,423 | - | - | 0 | (180) |
| 16 | Vert. /hor./torsj. | 0,451 | 0 | 180 | 0 | 0 |
| 17 | Hor. /Torsj | 0,493 | 0 | 180 | 0 | - |
| 18 | Vert./hor./ torsj. | 0,508 | 180 | (0) | 180 | 0 |
| 19 | Horisontal | 0,549 | 180 | 180 | 0 | 180 |
| 20 | Horisontal | 0,701 | 180 | 0 | - | 0 |
| 21 | Horisontal | 0,811 | 0 | 180 | 0 | 0 |

MERKNAD
 Sensornoden som registrerer bevegelsen tydeligst merkes sort
 Sensorer uten tydelig utslag markeres med -
 Parantes indikerer svakt utslag
 Uthevet svingeformbeskrivelse benyttes i modeverifikasjonen

8.3.2 Målte egenfrekvenser og verifikasjon av svingeformer

Auto-spektraltetthetene for responssignalene i z- og y-retning ble plottet i hver sin figur for enkelt å kunne identifisere hvilken bevegelse de indikerer. Figur 8.8 viser auto-spektraltetthetene estimert ved både Burgs metode og med Welch metode for Signal 1B, se tabell 8.2. Akselerometersensorene er indikert med nodenummer, hvilken side av brua de er plassert og med retning av signalet. Eksempelvis betyr B3ey følgende:

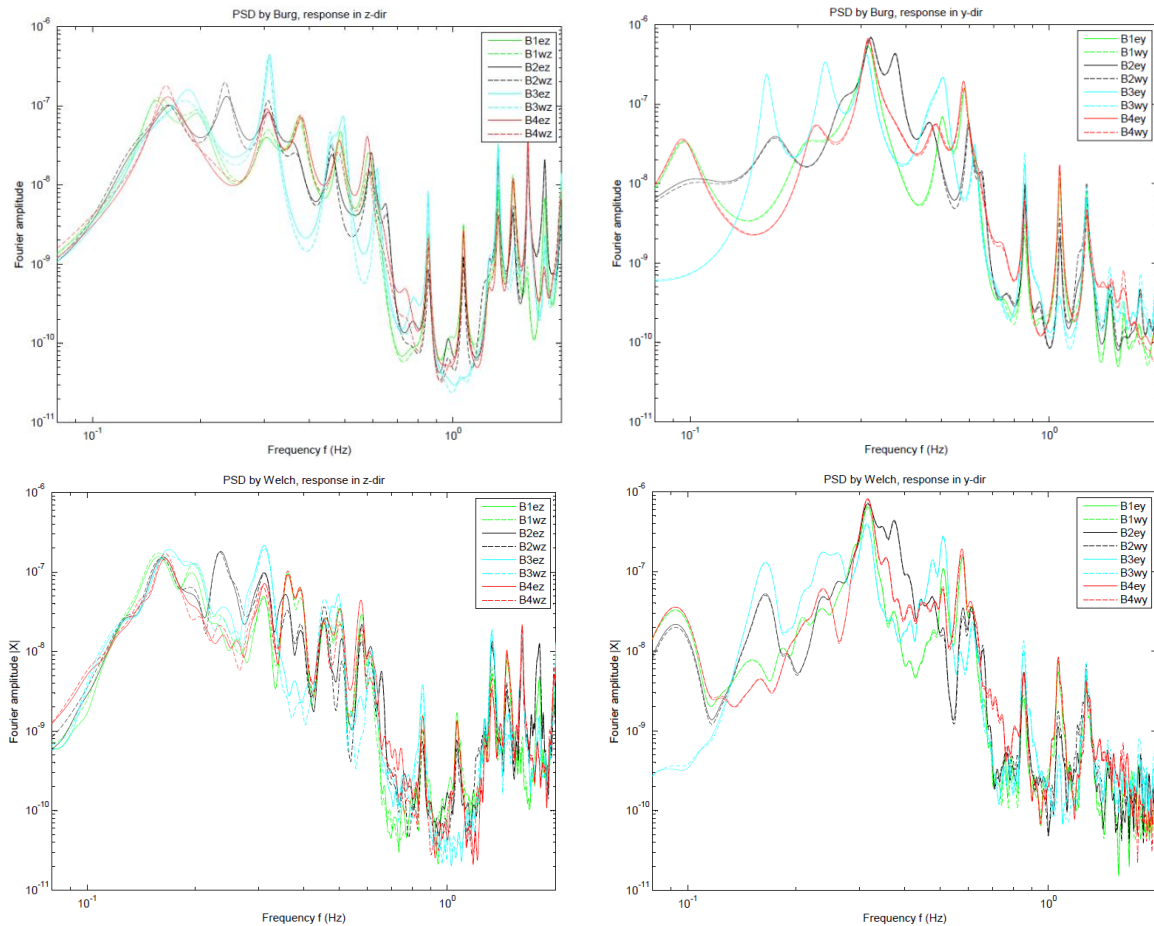
- B3 → Node B3
- e → Østre side (east)
- y → Responsretning y (bruas tverretning)

For dokumentasjon av monterte akselerometre, se kapittel 3.3.2.

Det ble benyttet fasevinkler og koherens mellom to signaler for å verifisere egenfrekvenser og svingeformer. Kurvene for koherens og fasefunksjoner er vist for Signal 1B i vedlegg D.2. Koherens og fasevinkelplottene varierer lite for de ulike signalene, og disse er derfor kun vist for ett signal i vedlegg D.2. Signal 1B er valgt, da dette er signalet som identifiserer flest egenfrekvenser for Bergsøysundbrua.

Signal 1B

I figur 8.8 er auto-spektralitetene estimert for Signal 1B vist.



Figur 8.8: Auto-spektraliteteter fra Signal 1B

I tabell 8.20 er det indikert hvilke frekvenstopper som er registrert ved *peak picking*-metoden. Det fremkommer hvilke topper som er sterkt indikert, og hvilke som er svakt indikert i auto-spektralitetene. I tillegg fremkommer hvilken auto-spektralitetetskurve de er registrert i. Toppene er plassert sammen med egenfrekvenser de kan representere fra FEM-analysen. Videre er de uthevede frekvensene benyttet i verifikasjonen av vibrasjonsmodermoder i tabell 8.21, hvor de er testet for verifikasjonskriteriene bestemt i kapittel 8.1.2. De bekreftede egenfrekvensene etter kriterium 1 er markert med blått, og frekvensene bekreftet etter kriterium 2 er markert med rødt.

Tabell 8.20: Registrerte frekvenstopper ved *peak picking*-metoden fra Signal 1B. Alle verdier i Hz.

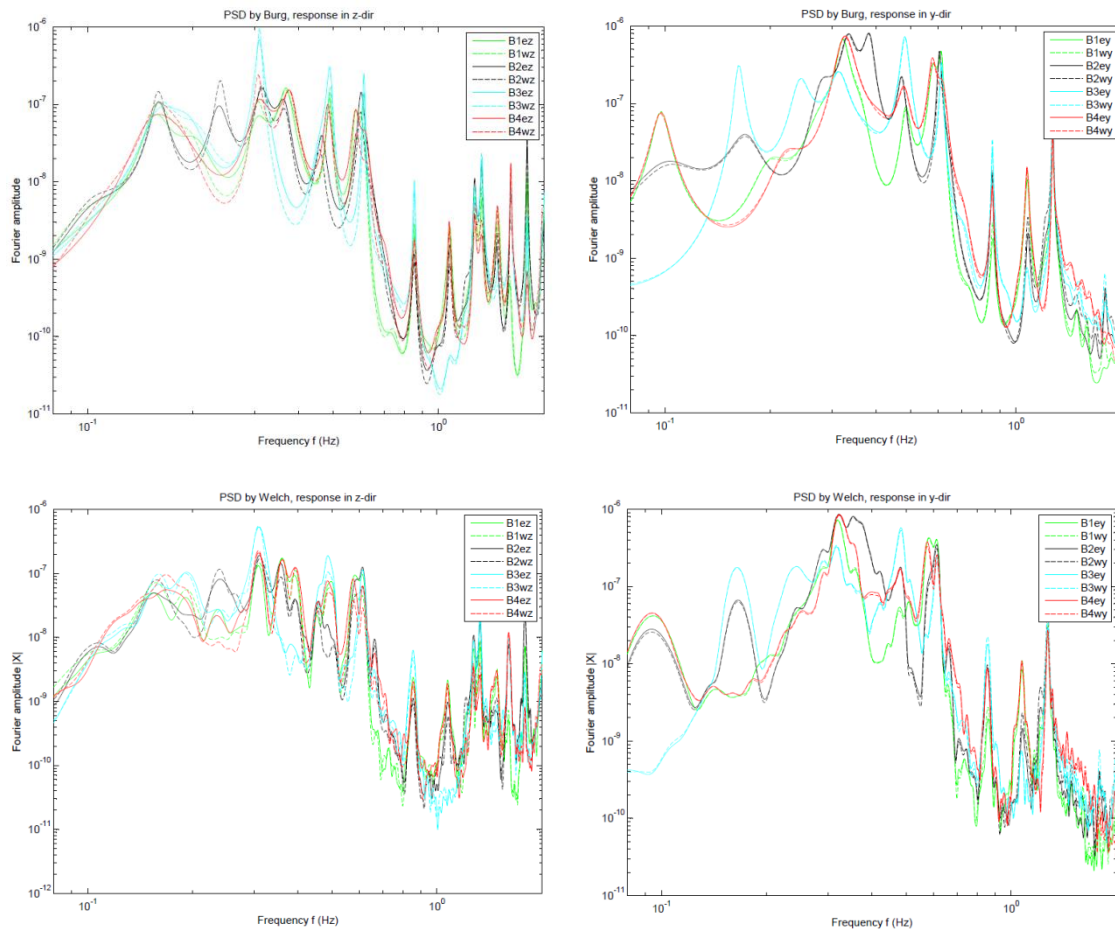
| Mode No. | Bevegelse | FEM | Burgs metode | | | | Welch metode | | | |
|----------|-----------|-------|------------------|--------------|-----------------|--------------|------------------|--------------|-----------------|---------|
| | | | Sterkt indikerte | | Svakt indikerte | | Sterkt indikerte | | Svakt indikerte | |
| | | | z-retn. | y-retn. | z-retn. | y-retn. | z-retn. | y-retn. | z-retn. | y-retn. |
| 1 | H | 0,091 | | 0,095 | | | | 0,093 | | |
| 2 | H | 0,165 | 0,162 | 0,163 | | | 0,165 | 0,165 | | |
| 3 | V | 0,195 | 0,185 | | 0,195 | 0,225 | 0,198 | 0,237 | | 0,208 |
| 4 | V | 0,232 | 0,233 | 0,238 | | 0,225 | 0,233 | 0,237 | | 0,208 |
| 5 | H | 0,234 | 0,233 | 0,238 | | 0,218 | | 0,237 | 0,260 | |
| 6 | HT | 0,251 | 0,308 | 0,308 | | 0,225 | 0,310 | 0,315 | 0,260 | |
| 7 | VHT | 0,262 | 0,308 | 0,308 | | | 0,310 | 0,315 | 0,260 | |
| 8 | VHT | 0,278 | 0,308 | 0,308 | | | 0,310 | 0,315 | 0,260 | |
| 9 | T | 0,307 | 0,308 | 0,313 | 0,365 | | 0,310 | 0,315 | | |
| 10 | VHT | 0,336 | 0,377 | 0,372 | 0,365 | | 0,362 | 0,315 | | 0,353 |
| 11 | VHT | 0,344 | 0,377 | 0,372 | 0,365 | | 0,362 | 0,373 | | |
| 12 | T | 0,354 | 0,377 | 0,372 | 0,365 | | 0,362 | 0,373 | | |
| 13 | HT | 0,390 | 0,457 | 0,372 | | | 0,390 | 0,373 | | 0,413 |
| 14 | VT | 0,413 | 0,457 | 0,463 | | | 0,390 | 0,478 | | 0,413 |
| 15 | HT | 0,423 | 0,457 | 0,463 | | | 0,390 | 0,478 | | 0,413 |
| 16 | VHT | 0,451 | 0,457 | 0,483 | | | 0,457 | | | 0,443 |
| 17 | HT | 0,493 | 0,487 | 0,503 | 0,495 | | 0,503 | 0,512 | | |
| 18 | VHT | 0,508 | 0,487 | 0,503 | 0,495 | | 0,503 | 0,512 | 0,542 | |
| 19 | H | 0,549 | 0,583 | 0,578 | 0,578 | | 0,613 | 0,575 | 0,657 | |
| 20 | H | 0,701 | 0,583 | 0,597 | 0,65 | 0,62 | 0,613 | 0,615 | 0,715 | 0,658 |
| 21 | H | 0,811 | 0,853 | 0,853 | | | 0,853 | 0,853 | | |

Tabell 8.21: Verifikasjon av vibrasjonsmoder fra Signal 1B

| Mode No. | Bevegelse | Aks.metre | Koherens | Fasevinkel | | | | Kontroll | |
|----------|-----------|------------|----------|------------|--------|-----|-----------|----------|---------|
| | | | | Rad | Grader | FEM | Avvik [%] | Krit. 1 | Krit. 2 |
| 1 | H | B1ey, B4ey | 0,99 | -3,11 | 178 | 180 | 1 | OK | OK |
| 2 | H | B2ey, B3ey | 0,97 | 0,01 | 1 | 0 | 0 | OK | OK |
| 3 | V | B2ez, B3ez | 0,63 | -0,25 | 15 | 0 | 8 | IKKE OK | IKKE OK |
| 4 | V | B1ez, B4ez | 0,45 | 0,28 | 16 | 180 | 91 | IKKE OK | IKKE OK |
| 5 | H | B1ey, B3ey | 0,93 | 2,78 | 159 | 180 | 12 | OK | OK |
| 6 | HT | B1ey, B3ey | 0,83 | 2,75 | 157 | 180 | 13 | IKKE OK | OK |
| 7 | VHT | B1ez, B4ez | 0,97 | 0,03 | 2 | 0 | 1 | OK | OK |
| 8 | VHT | B2ez, B3ez | 0,12 | 2,90 | 166 | 180 | 8 | IKKE OK | IKKE OK |
| 9 | T | B1ez, B4ez | 0,97 | 3,10 | 178 | 180 | 1 | OK | OK |
| 10 | VHT | B2ey, B4ey | 0,64 | -0,21 | 12 | 0 | 7 | IKKE OK | IKKE OK |
| 11 | VHT | B1ez, B3ez | 0,06 | -1,68 | 96 | 180 | 46 | IKKE OK | IKKE OK |
| 12 | T | B1ez, B3ez | 0,18 | -2,74 | 157 | 180 | 13 | IKKE OK | IKKE OK |
| 13 | HT | B1ey, B2ey | 0,76 | 0,29 | 17 | 180 | 91 | IKKE OK | IKKE OK |
| 14 | VT | B1ez, B4ez | 0,95 | 3,10 | 178 | 180 | 1 | OK | OK |
| 15 | HT | B3ey, B4ey | 0,70 | -2,83 | 162 | 180 | 10 | IKKE OK | IKKE OK |
| 16 | VHT | B3ez, B4ez | 0,36 | -0,39 | 22 | 0 | 12 | IKKE OK | IKKE OK |
| 17 | HT | B1ez, B2ez | 0,93 | 2,77 | 158 | 180 | 12 | OK | OK |
| 18 | VHT | B3ez, B4ez | 0,86 | 3,08 | 176 | 180 | 2 | IKKE OK | OK |
| 19 | H | B1ey, B4ey | 0,95 | -3,02 | 173 | 0 | 96 | IKKE OK | OK |
| 20 | H | B1ey, B4ey | 0,95 | -3,02 | 173 | 180 | 4 | OK | OK |
| 21 | H | B1ey, B4ey | 0,87 | 0,35 | 20 | 0 | 11 | IKKE OK | OK |

Signal 2B

I figur 8.9 er auto-spektralitetene estimert for Signal 2B vist.



Figur 8.9: Auto-spektraliteter fra Signal 2B

I tabell 8.22 og 8.23 er toppene i auto-spektralitetene behandlet på samme måte som for Signal 1B.

Tabell 8.22: Registrerte frekvenstopper i Hz ved *peak picking*-metoden fra Signal 2B. Alle verdier i Hz.

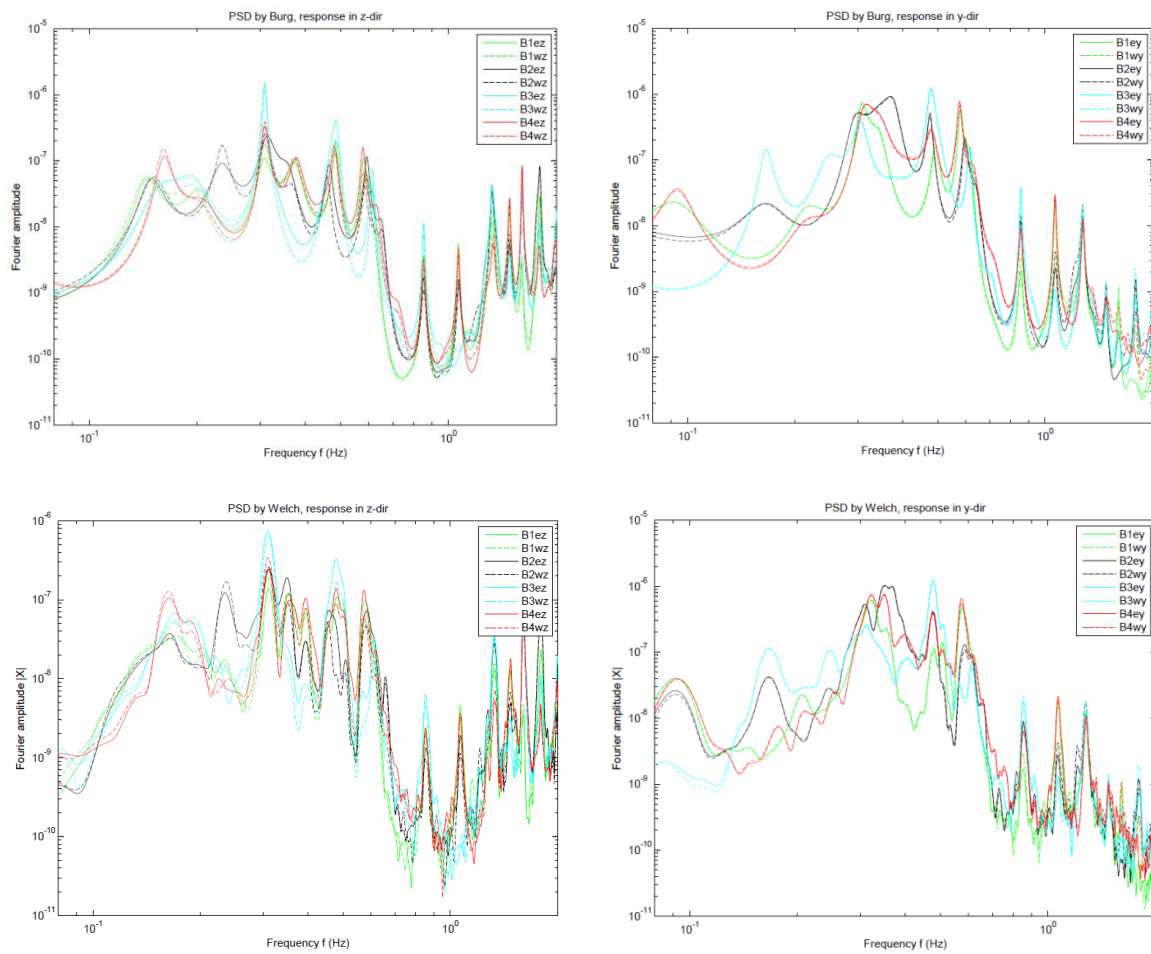
| Mode No. | Bevegelse | FEM | Burgs metode | | | | Welch metode | | | | |
|----------|-----------|-------|------------------|--------------|-----------------|--------------|------------------|--------------|-----------------|---------|--------------|
| | | | Sterkt indikerte | | Svakt indikerte | | Sterkt indikerte | | Svakt indikerte | | |
| | | | z-retn. | y-retn. | z-retn. | y-retn. | z-retn. | y-retn. | z-retn. | y-retn. | |
| 1 | H | 0,091 | | 0,098 | | | | 0,094 | 0,107 | | |
| 2 | H | 0,165 | 0,160 | 0,162 | | | 0,158 | 0,165 | | | |
| 3 | V | 0,195 | | | | | 0,192 | | | | |
| 4 | V | 0,232 | 0,240 | 0,244 | | | 0,238 | 0,242 | | | |
| 5 | H | 0,234 | 0,240 | 0,244 | | 0,224 | 0,238 | 0,242 | | | |
| 6 | HT | 0,251 | | 0,244 | | | | | | | |
| 7 | VHT | 0,262 | | | | | 0,309 | | 0,265 | | |
| 8 | VHT | 0,278 | | | | 0,284 | 0,309 | | | | 0,290 |
| 9 | T | 0,307 | 0,309 | | | 0,313 | 0,361 | 0,322 | | | 0,290 |
| 10 | VHT | 0,336 | 0,334 | | | | | 0,322 | | | 0,316 |
| 11 | VHT | 0,344 | | | | | | 0,354 | | | |
| 12 | T | 0,354 | 0,368 | | | | | 0,361 | 0,354 | | |
| 13 | HT | 0,390 | | 0,380 | 0,375 | | | 0,393 | | | |
| 14 | VT | 0,413 | | | | 0,480 | 0,393 | | | | |
| 15 | HT | 0,423 | | | | 0,480 | | | | | |
| 16 | VHT | 0,451 | | | 0,464 | 0,473 | | | 0,457 | | |
| 17 | HT | 0,493 | 0,489 | 0,487 | | 0,473 | 0,487 | 0,483 | | | |
| 18 | VHT | 0,508 | 0,489 | 0,487 | | 0,473 | 0,487 | 0,483 | | | |
| 19 | H | 0,549 | 0,613 | 0,613 | 0,579 | 0,579 | 0,576 | 0,576 | | | |
| 20 | H | 0,701 | 0,613 | 0,613 | | 0,700 | 0,613 | 0,576 | 0,663 | 0,663 | |
| 21 | H | 0,810 | 0,853 | 0,857 | | | 0,855 | 0,855 | | | 0,747 |

Tabell 8.23: Verifikasjon av vibrasjonsmoder fra Signal 2B

| Mode No. | Bevegelse | Aks.metre | Koherens | Fasevinkel | | | | Kontroll | |
|----------|-----------|------------|----------|------------|--------|-----|-----------|----------|---------|
| | | | | Rad | Grader | FEM | Avvik [%] | Krit. 1 | Krit. 2 |
| 1 | H | B1ey, B4ey | 1,00 | -3,13 | 179 | 180 | 0 | OK | OK |
| 2 | H | B2ey, B3ey | 0,97 | -0,07 | 4 | 0 | 2 | OK | OK |
| 3 | V | B2ez, B3ez | 0,55 | 0,72 | 41 | 0 | 23 | IKKE OK | IKKE OK |
| 4 | V | B1ez, B4ez | 0,49 | 0,00 | 0 | 180 | 100 | IKKE OK | IKKE OK |
| 5 | H | B1ey, B3ey | 0,93 | 2,87 | 164 | 180 | 9 | OK | OK |
| 6 | HT | B1ey, B3ey | 0,46 | 2,94 | 169 | 180 | 6 | IKKE OK | IKKE OK |
| 7 | VHT | B1ez, B4ez | 0,99 | 0,02 | 1 | 0 | 1 | OK | OK |
| 8 | VHT | B2ez, B3ez | 0,61 | -2,99 | 171 | 180 | 5 | IKKE OK | IKKE OK |
| 9 | T | B1ez, B4ez | 0,99 | 0,02 | 1 | 180 | 99 | OK | OK |
| 10 | VHT | B2ey, B4ey | 0,71 | -0,23 | 13 | 0 | 7 | IKKE OK | IKKE OK |
| 11 | VHT | B1ez, B3ez | 0,13 | 1,73 | 99 | 180 | 45 | IKKE OK | IKKE OK |
| 12 | T | B1ez, B3ez | 0,41 | 1,23 | 71 | 180 | 61 | IKKE OK | IKKE OK |
| 13 | HT | B1ey, B2ey | 0,59 | 0,72 | 41 | 180 | 77 | IKKE OK | IKKE OK |
| 14 | VT | B1ez, B4ez | 0,96 | 0,27 | 16 | 180 | 91 | OK | OK |
| 15 | HT | B3ey, B4ey | 0,93 | -2,76 | 158 | 180 | 12 | OK | OK |
| 16 | VHT | B3ez, B4ez | 0,92 | 3,13 | 179 | 0 | 100 | IKKE OK | IKKE OK |
| 17 | HT | B1ez, B2ez | 0,97 | 0,28 | 16 | 180 | 91 | IKKE OK | IKKE OK |
| 18 | VHT | B3ez, B4ez | 0,97 | -2,95 | 169 | 180 | 6 | OK | OK |
| 19 | H | B1ey, B4ey | 0,93 | -0,37 | 21 | 0 | 12 | OK | OK |
| 20 | H | B1ey, B4ey | 0,94 | -3,06 | 175 | 180 | 3 | OK | OK |
| 21 | H | B1ey, B4ey | 0,91 | 0,11 | 7 | 0 | 4 | OK | OK |

Signal 3B

I figur 8.10 er auto-spektralitetene estimert for Signal 3B vist.



Figur 8.10: Auto-spektraliteteter fra Signal 3B

I tabell 8.24 og 8.25 er toppene i auto-spektralitetene behandlet på samme måte som for Signal 1B.

Tabell 8.24: Registrerte frekvenstopper i Hz ved *peak picking*-metoden fra Signal 3B. Alle verdier i Hz.

| Mode No. | Bevegelse | FEM | Burgs metode | | | | Welch metode | | | |
|----------|-----------|-------|------------------|--------------|-----------------|--------------|------------------|--------------|-----------------|---------|
| | | | Sterkt indikerte | | Svakt indikerte | | Sterkt indikerte | | Svakt indikerte | |
| | | | z-retn. | y-retn. | z-retn. | y-retn. | z-retn. | y-retn. | z-retn. | y-retn. |
| 1 | H | 0,091 | | 0,093 | | | | 0,092 | | |
| 2 | H | 0,165 | 0,162 | 0,167 | | | 0,162 | 0,167 | | 0,177 |
| 3 | V | 0,195 | | | 0,195 | 0,220 | | | 0,190 | 0,207 |
| 4 | V | 0,232 | 0,235 | | | 0,220 | 0,235 | 0,247 | 0,222 | |
| 5 | H | 0,234 | | | | 0,220 | 0,235 | 0,247 | 0,222 | 0,255 |
| 6 | HT | 0,251 | | | | 0,250 | 0,235 | 0,247 | | 0,255 |
| 7 | VHT | 0,262 | | | | | 0,308 | 0,247 | | 0,255 |
| 8 | VHT | 0,278 | | | | 0,250 | 0,308 | | | |
| 9 | T | 0,307 | 0,308 | 0,308 | | 0,363 | 0,308 | 0,308 | | |
| 10 | VHT | 0,335 | | | | 0,363 | 0,308 | 0,322 | 0,352 | |
| 11 | VHT | 0,344 | 0,375 | 0,370 | | 0,363 | | 0,350 | 0,352 | |
| 12 | T | 0,354 | 0,375 | 0,370 | | 0,363 | | 0,350 | 0,352 | 0,368 |
| 13 | HT | 0,390 | 0,375 | 0,370 | | 0,363 | 0,395 | | | 0,368 |
| 14 | VT | 0,413 | | | | | 0,395 | | | 0,398 |
| 15 | HT | 0,423 | | | | | 0,395 | 0,478 | | |
| 16 | VHT | 0,451 | 0,465 | 0,480 | | | 0,455 | 0,478 | | |
| 17 | HT | 0,493 | 0,485 | 0,480 | | | 0,480 | 0,478 | 0,510 | 0,508 |
| 18 | VHT | 0,508 | 0,578 | 0,495 | | | | | 0,510 | 0,508 |
| 19 | H | 0,549 | 0,613 | 0,577 | 0,593 | 0,597 | 0,573 | 0,573 | 0,613 | 0,533 |
| 20 | H | 0,701 | | 0,613 | 0,715 | | 0,573 | | 0,660 | 0,737 |
| 21 | H | 0,811 | 0,853 | 0,855 | | | 0,853 | 0,853 | | |

Tabell 8.25: Verifikasjon av vibrasjonsmoder fra Signal 3B

| Mode No. | Bevegelse | Aks.metre | Koherens | Fasevinkel | | | | Kontroll | |
|----------|-----------|------------|----------|------------|--------|-----|-----------|----------|---------|
| | | | | Rad | Grader | FEM | Avvik [%] | Krit. 1 | Krit. 2 |
| 1 | H | B1ey, B4ey | 0,99 | 3,11 | 178 | 180 | 1 | OK | OK |
| 2 | H | B2ey, B3ey | 0,98 | -0,04 | 2 | 0 | 1 | OK | OK |
| 3 | V | B2ez, B3ez | 0,87 | 0,35 | 20 | 0 | 11 | IKKE OK | OK |
| 4 | V | B1ez, B4ez | 0,74 | 0,16 | 9 | 180 | 95 | IKKE OK | IKKE OK |
| 5 | H | B1ey, B3ey | 0,84 | 2,94 | 168 | 180 | 6 | IKKE OK | OK |
| 6 | HT | B1ey, B3ey | 0,61 | -2,88 | 165 | 180 | 8 | IKKE OK | IKKE OK |
| 7 | VHT | B1ez, B4ez | 0,99 | 0,01 | 1 | 0 | 0 | OK | OK |
| 8 | VHT | B2ez, B3ez | 0,22 | 0,01 | 1 | 180 | 100 | IKKE OK | IKKE OK |
| 9 | T | B1ez, B4ez | 0,94 | 3,09 | 177 | 180 | 2 | OK | OK |
| 10 | VHT | B2ey, B4ey | 0,66 | -0,28 | 16 | 0 | 9 | IKKE OK | IKKE OK |
| 11 | VHT | B1ez, B3ez | 0,14 | 2,57 | 147 | 180 | 18 | IKKE OK | IKKE OK |
| 12 | T | B1ez, B3ez | 0,28 | -0,20 | 11 | 180 | 94 | IKKE OK | IKKE OK |
| 13 | HT | B1ey, B2ey | 0,46 | 0,44 | 25 | 180 | 86 | IKKE OK | IKKE OK |
| 14 | VT | B1ez, B4ez | 0,97 | 3,13 | 179 | 180 | 0 | OK | OK |
| 15 | HT | B3ey, B4ey | 0,95 | -3,04 | 174 | 180 | 3 | OK | OK |
| 16 | VHT | B3ez, B4ez | 0,95 | -3,13 | 180 | 0 | 100 | IKKE OK | IKKE OK |
| 17 | HT | B1ez, B2ez | 0,83 | 2,60 | 149 | 180 | 17 | IKKE OK | IKKE OK |
| 18 | VHT | B3ez, B4ez | 0,86 | -3,00 | 172 | 180 | 4 | IKKE OK | OK |
| 19 | H | B1ey, B4ey | 0,57 | -0,44 | 25 | 0 | 14 | IKKE OK | IKKE OK |
| 20 | H | B1ey, B4ey | 0,97 | 2,97 | 170 | 180 | 5 | OK | OK |
| 21 | H | B1ey, B4ey | 0,97 | -0,04 | 2 | 0 | 1 | OK | OK |

Oppsummering

I tabell 8.26 er egenfrekvensene til svingeformene verifisert etter Kriterium 1 samlet for alle signalene behandlet ovenfor. Egenfrekvensene som kun er bekreftet av Kriterium 2 er også angitt (markert med rødt), men disse er ikke tatt med i beregningen av den gjennomsnittlige estimerte egenfrekvensen.

Tabell 8.26: Egenfrekvensene som er verifisert fra de tre signalene på Bergsøysundbrua

| Mode No. | Bevegelse | FEM-modell [Hz] | Sig1B [Hz] | Sig2B [Hz] | Sig3B [Hz] | Gj.snitt [Hz] | Avvik FEM [%] |
|----------|-----------|-----------------|------------|------------|------------|---------------|---------------|
| 1 | H | 0,091 | 0,095 | 0,094 | 0,092 | 0,094 | 2,8 |
| 2 | H | 0,165 | 0,165 | 0,16 | 0,167 | 0,164 | 0,8 |
| 3 | V | 0,195 | - | - | 0,195 | N/A | N/A |
| 5 | H | 0,234 | 0,218 | 0,224 | 0,22 | 0,221 | 5,4 |
| 6 | HT | 0,251 | 0,225 | - | - | N/A | N/A |
| 7 | VHT | 0,262 | 0,308 | 0,309 | 0,308 | 0,308 | 17,7 |
| 9 | T | 0,307 | 0,365 | 0,361 | 0,363 | 0,363 | 18,4 |
| 14 | VT | 0,413 | 0,39 | 0,393 | 0,395 | 0,393 | 5,0 |
| 15 | HT | 0,423 | - | 0,48 | 0,478 | 0,479 | 13,1 |
| 17 | HT | 0,493 | 0,512 | - | - | 0,512 | 3,9 |
| 18 | VHT | 0,508 | 0,503 | 0,483 | 0,495 | 0,483 | 4,9 |
| 19 | H | 0,549 | 0,613 | 0,613 | - | 0,613 | 11,7 |
| 20 | H | 0,701 | 0,583 | 0,576 | 0,573 | 0,577 | 17,7 |
| 21 | H | 0,811 | 0,853 | 0,857 | 0,853 | 0,855 | 5,5 |

8.3.3 Dempning

I tabell 8.27 er de estimerte dempningskoeffisientene presentert sammen med egenfrekvensen til den toppen dempningskoeffisienten er estimert fra. De tre lavfrekvente auto-spektraltetthetstoppene som er benyttet er fra mode 1, 2 og 22.

Tabell 8.27: Estimert dempningskoeffisient og egenfrekvensen til tilhørende topp, for Bergsøysundbrua

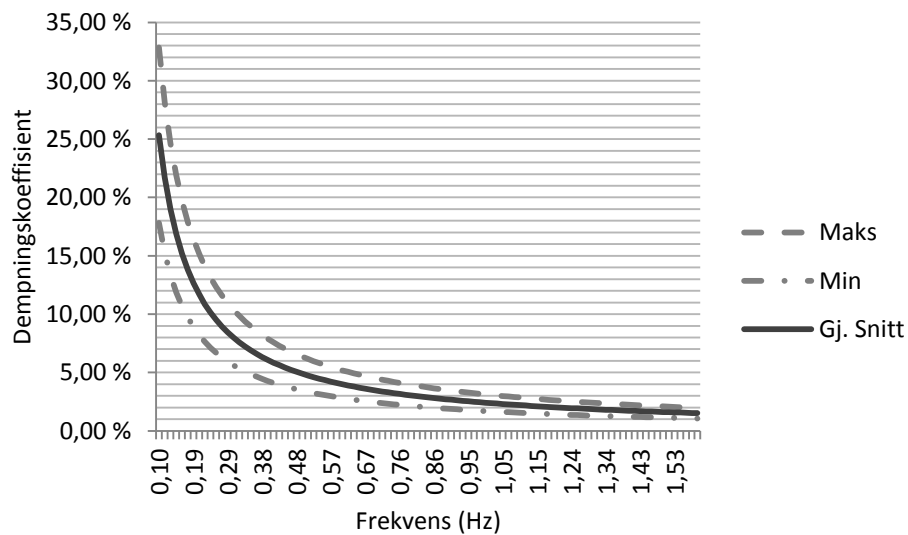
| | Mode | 1 | 2 | 21 | Høy |
|-------|-------------------|-------|-------|-------|-------|
| Sig1B | Egenfrekvens [Hz] | 0,095 | 0,163 | 0,853 | 8,070 |
| | Demp.koeff. [%] | 5,91 | 1,83 | 0,43 | 0,17 |
| Sig2B | Egenfrekvens [Hz] | 0,098 | 0,162 | 0,857 | 9,240 |
| | Demp.koeff. [%] | 3,19 | 1,82 | 0,40 | 0,09 |
| Sig3B | Egenfrekvens [Hz] | 0,093 | 0,167 | 0,855 | 9,920 |
| | Demp.koeff. [%] | 6,24 | 2,57 | 0,36 | 0,14 |

Rayleigh dempningskoeffisientene er estimert ved å kombinere de tre lavfrekvente svingeformene med den høyfrekvente moden. Disse koeffisientene er presentert i tabell 8.28. De ulike koeffisientene for hvert signal representerer kombinasjonen mellom den oppgitte moden og den høyfrekvente moden.

Tabell 8.28: Koeffisienter for Rayleigh dempning for Bergsøysundbrua

| | Mode No. | α | β |
|--------------|----------|----------|----------|
| Sig1B | 1 | 0,0706 | 3,94E-05 |
| | 2 | 0,0375 | 5,22E-05 |
| | 21 | 0,0448 | 4,94E-05 |
| Sig2B | 1 | 0,0392 | 1,90E-05 |
| | 2 | 0,0369 | 1,96E-05 |
| | 21 | 0,0421 | 1,81E-05 |
| Sig3B | 1 | 0,0732 | 2,65E-05 |
| | 2 | 0,0539 | 3,14E-05 |
| | 21 | 0,0373 | 3,57E-05 |
| Gjennomsnitt | | 0,0484 | 3,24E-05 |
| Std avvik | | 0,0143 | 1,29E-05 |

I figur 8.11 er dempningskoeffisientene plottet som funksjon av egenfrekvens ved å benytte Rayleigh dempning. Variasjonen i målingene er angitt ved standardavviket rundt gjennomsnittsmålingene.



Figur 8.11: Dempningskoeffisientene estimert med Rayleigh dempning (NB! x-aksen begynner på 0,1 Hz)

9 Diskusjon og konklusjon

9.1 Målesystem

9.1.1 Instrumenteringsperiode

Gjemnessundbrua instrumenteres kun for en kortere periode, da utstyret montert her skal senere benyttes til instrumenteringen av Hardangerbrua. Grunnet forsinkelser i leveranse av utstyret var ikke systemet operasjonelt før mot slutten av april 2013, og det skal demonteres i løpet av sommeren/tidlig høst 2013. Dette innebærer at systemet ikke er operasjonelt på Gjemnessundbrua i stormperioden, som strekker seg fra sen høst til tidlig vår. Dette medfører at de mest interessante målingene, som kan gjøres når brua er sterkt belastet av vind, uteblir.

Når det gjelder Bergsøysundbrua blir instrumenteringsperioden vesentlig lengre. Det er planlagt at systemet skal være operasjonelt i ca. 5 år. Det vil dermed være mulig å registrere bruas oppførsel under ekstremvær. I løpet av perioden denne rapporten ble utarbeidet, ble derimot ikke slik oppførsel registrert. Det bør imidlertid merkes at node B1 og B2 på Bergsøysundbrua måtte demonteres 2. mai 2013 grunnet vedlikeholdsarbeider. Når disse nodene kobles opp igjen er utenfor tidsspennet til denne rapporten.

9.1.2 Forstyrrelser

Akselerometrene er montert på svært stive konstruksjonsdeler på begge bruene. Dette gjør det enkelt å filtrere bort responsen fra lokal vibrasjon i disse konstruksjonsdelene, slik at ikke de interessante lavfrekvente vibrasjonene til brubanen forstyrres vesentlig. Med tanke på forstyrrelser fra lokal vibrasjon kan altså måten sensorene er montert på anses som tilfredsstillende.

Grunnet tidsmessige hensyn ble ikke anemometeret montert opp på Bergsøysundbrua. Dette vil gjøres ved et senere tidspunkt, da det også skal monteres opp en bølgemåler. Det bør allikevel tas hensyn til effekter kartlagt i denne rapporten, og anemometeret bør monteres

tilstrekkelig høyt i en lysmast. På Gjemnessundbrua er det derimot montert opp ett anemometer ved midten av bruspenet. Dette er montert ca. 3 m over brudekket, grunnet korte hengestenger ved monteringspunktet. Den lave monteringshøyden innebærer at det, i tillegg til de mulige vindmålingsforstyrrelsene som er kartlagt i denne rapporten, vil kunne være vesentlige forstyrrelser i det målte vindfeltet grunnet virvelavløsninger fra brudekket. For å unngå dette på Hardangerbrua bør anemometrene monteres høyere over brudekket.

Vindmålingene vil kunne forstyrres utover nøyaktigheten til anemometeret, grunnet lokal vibrasjon av selve anemometerkonstruksjonen og konstruksjonsdelene denne monteres i. Ved enkelte lastsituasjoner under ekstremvær vil det kunne forventes vesentlige måleforstyrrelser av de horisontale vindhastighetene grunnet turbulent vind, se kapittel 6.4. Det kan også forventes forstyrrelser av målingene av den horisontale vindhastigheten grunnet vibrasjoner induisert av virvelavløsning rundt konstruksjonsdelene anemometerbraketten monteres til. Disse vil ikke bli like store som for forstyrrelsene grunnet turbulent vind, men vil kunne oppstå ved vesentlig lavere vindhastigheter, se kapittel 6.5. Det er imidlertid lite sannsynlig at forstyrrelsene overstiger responsen fra turbulenskomponenten til en 1 års vindlast ved normale målinger. Dette vil tilsvare en maksimalverdi på 0,4 m/s for Gjemnessundbrua, og 0,6 m/s for bergsøysundbrua, og vindmålingene kan derfor betraktes med en nøyaktighet innenfor disse verdien, se kapittel 6.4

Det bør merkes at de vesentlige vindhastighetsforstyrrelsene som er kartlagt, i all hovedsak er større for løsningen hvor anemometeret monteres i en lysmast. Det bør derfor anbefales å kun benytte hengestengene på Hardangerbrua til montering av anemometrene.

Grunnet praktiske forhold på Gjemnessundbrua ved montering av anemometerkonstruksjonen, ble det kun benyttet ett lag gummi som dempningstiltak. Analysene som er gjort i denne rapporten er basert på bruk av to lag gummi, og det anbefales å benytte dette ved instrumenteringen av Hardangerbrua. Det kan dermed forventes at analysene av vindmålingsforstyrrelser og utmatting som er gjort i denne rapporten, er noe mindre konservativt enn det er argumentert for.

9.1.3 Systemkonfigurasjon

Triggerverdiene som er valgt for systemet er relativt strenge, og det kreves store akselerasjoner før målingene starter. Spesielt de lavfrekvente svingningene vil ha problemer med å overstige terskelverdiene. Dette forklares ved at lavfrekvente svingninger krever store forskyvningsutslag y_{max} for å oppnå en høy akselerasjon a_{max} , basert på følgende sammenheng for en harmonisk svingning:

$$a_{max} = (2\pi f)^2 \times y_{max} \quad (9.1)$$

Det bør derfor vurderes å redusere triggerfilteret til en lavere terskelfrekvens enn 5 Hz, og samtidig justere ned terskelverdiene for akselerasjonsutslag. Da kan det forventes at færre

målinger grunnet trafikklast igangsettes, og flere målinger eksitert av naturlaster kan registreres.

9.2 Signalprosessering

Signalprosesseringen som er utført i tilknytning til denne rapporten er å anse som innledende analyser, og det bør gjøres mer omfattende beregninger for å kunne fastsette egenfrekvenser og dempningskoeffisienter mer presist. Et av hovedformålene med analysene i denne rapporten er å verifisere at systemet virker og gir tilfredsstillende resultater.

Grunnet forsinkelser i leveranse av utstyr er de benyttede målingene trukket ut på samme dag, med korte intervaller. Dette medfører at det må forventes liten variasjon i lastpåkjenninger hva gjelder vindretning, vindstyrke og bølgelaster for de ulike responssignalene. Som følge av at lastpåkjenningene er relativt like vil det være mye av de samme svingeformene som eksiteres, og det er fare for at en del svingeformer ikke eksiteres sterkt nok til å plukkes opp av analysene som er gjort her. Spesielt for Gjemnessundbrua kommer dette problemet frem. Det er stort sett vertikale svingeformer som er verifisert fra måledataene, og amplitudene til auto-spektraltetthetene for respons i horisontal tverretning (y-retning) er vesentlig lavere enn for den vertikale retningen (z-retning).

9.2.1 Egenfrekvenser og svingeformer

Det er fastsatt tre ulike indikatorer som må være til stede for at en egenfrekvens skal verifiseres. Frekvensen må indikeres med en topp i auto-spektraltettheten, ha en høy koherens og en fasevinkel nær 0 eller 180 grader for to utvalgte responssignaler. Disse kriteriene medfører at egenfrekvensene kan estimeres med relativt god sikkerhet. Det er kun benyttet koherens og fasevinkel mellom to responssignaler ved verifikasjon og sammenlikning av de målte modene mot de beregnede svingeformene fra FEM-analysene. Denne kontrollen er det dermed større usikkerhet rundt. Det er også knyttet noe usikkerhet til at de målte egenfrekvensene, som sammenliknes med frekvensene fra FEM-analysene, faktisk tilhører disse modene.

Det er ikke alle frekvensene som fremkommer som tydelige topper i auto-spektraltetthetene, men som allikevel indikeres godt ved en høy koherens og en fasevinkel nær 0 eller 180 grader. Disse frekvensene er dermed ikke verifisert som egenfrekvenser etter kriteriene satt i dette arbeidet, da alle frekvenser som betraktes er plukket ut som topper i auto-spektraltetthetene. Spesielt for de aller laveste egenfrekvensene kan denne metoden være noe svak, da auto-spektraltetthetene plottes med logaritmiske akser. Spektraltetthetstoppene vil da bli mindre definert jo lavere frekvensen er, og de fremkommer mindre tydelig rent visuelt. Den laveste egenfrekvensen til Gjemnessundbrua kan ha falt bort på grunn av dette. Denne indikeres allikevel ved en høy koherens for de fleste koherensplottene (se vedlegg D.1), men fremkommer ikke som en definert topp i auto-spektraltetthetene.

De verifiserte egenfrekvensene fra Gjemnessundbrua samsvarer godt med de modellerte egenfrekvensene. Det er derfor mye som tyder på at dette er egenfrekvenser som tilhører de beregnede svingeformene, og en direkte sammenlikning mellom FEM-analysen og måldataene ansees som legitim.

For Bergsøysundbrua er det derimot større avvik mellom de beregnede egenfrekvensene og frekvensene estimert fra måldataene. Svingeformene er mer sammensatte for denne konstruksjonen, og det er derfor vanskeligere å skille modene fra hverandre med metoden som er benyttet i denne rapporten. Dette medfører at det er knyttet større usikkerhet til hvilken målt egenfrekvens som hører til de ulike modellerte svingeformene. Den modale analysen av FEM-modellen til Bergsøysundbrua inneholder også større usikkerhet enn Gjemnessundbrua. Egenfrekvensene er nemlig her avhengig av hydrodynamiske effekter [2]. Dette kan innføre større usikkerheter, som igjen kan være en årsak til de økte avvikene i estimerte egenfrekvenser.

Dersom koherensplottene og fasevinkelplottene i vedlegg D.1 og D.2 betraktes, fremkommer det at høye koherenstopper samsvarer godt med tydelig definerte fasevinkler nært 0 eller 180 grader. Dette kan, i tillegg til at egenfrekvensene samsvarer godt med FEM-modellene, være en indikasjon på at målingene som trekkes ut er gode, og at systemet kan ansees å virke som ønsket.

9.2.2 Dempning

Rayleigh dempningen er estimert for Bergsøysundbrua og Gjemnessundbrua på bakgrunn av henholdsvis tre og fire lavfrekvente egenfrekvenser i kombinasjon med en høyfrekvent. Det er argumentert for at disse høyfrekvente frekvensene ikke tilhører lokal vibrasjon fra konstruksjonsdelene akselerometersensorene er montert på. Det kan likevel ikke konkluderes med at disse frekvensene ikke tilhører dominerende lastfrekvenser. Det er altså knyttet noe usikkerhet til disse dempningsestimaterne.

Dempningskoeffisientene er estimert ved å benytte *half-power*-metoden beskrevet i kapittel 4.1.3. Denne metoden er sterkt avhengig av bredden til frekvenstoppene i auto-spektraltetthetene [13]. Dempningskoeffisientene er estimert ved å benytte auto-spektraltetthetene basert på Burgs metode, uten bruk av såkalte vinduer på tidsseriene. Dette kan medføre at dempningskoeffisientene overestimeres grunnet lekkasje [13], som gjør båndbredden til frekvenstoppene i auto-spektraltetthetene større. Det er imidlertid brukt relativt lange tidsserier, noe som reduserer faren for dette problemet [13].

Verdiene som er benyttet til dempningsestimeringen er hentet ved avlesning mot aksene i auto-spektraltetthetene, og dette vil være en kilde til usikkerhet. Disse verdiene er imidlertid avlest fra svært godt oppløste akser ved zoom langt inn på kurven. Usikkerheten som kommer av dette kan derfor ansees som neglisjerbar i forhold til andre usikkerheter i estimatene.

Det bør også legges til at *half-power*-metoden kan være lite presis for lavt dempede systemer [13]. Gjemnessundbrua har tilsynelatende vesentlig lavere dempning enn Bergsøysundbrua, og

det kan derfor forventes bedre estimerte dempningskoeffisienter for Bergsøysundbrua enn for Gjemnessundbrua. Denne tendensen kan også observeres ved å se på det relative standardavviket for Rayleigh dempningskoeffisientene til Gjemnessundbrua og Bergsøysundbrua. Standardavviket er vesentlig mindre i forhold til gjennomsnittsverdiene til Rayleigh dempningen for Bergsøysundbrua.

Målinger som benyttes til å estimere dempningen til brukonstruksjoner bør gjøres når responsen hovedsakelig skjer ved ambiente vibrasjoner fra naturlaster [13]. Dermed bør konstruksjonsaktiviteten fra for eksempel trafikklast i størst mulig grad unngås, noe som kan være oppnåelig ved å benytte tidsserier registrert om natten. Responssignalene som dempningskoeffisientene er beregnet fra er imidlertid målt om dagen for begge bruene, slik at dette også vil kunne være en kilde til usikkerhet.

Dempningsestimaten må derfor sees på som grove estimater med relativt stor usikkerhet. Det er imidlertid mulig å konkludere med at estimatene gjort for Bergsøysundbrua er mer presise enn for Gjemnessundbrua.

10 Videre arbeid

Arbeidet som omhandles i denne rapporten danner grunnlag for å kunne tolke signaldatabene fra sensorene montert på Gjemnessundbrua og Bergsøysundbrua på en mest mulig korrekt måte. Det er lagt opp til at mulige forstyrrelser kan tas hensyn til, og brukes til å begrunne mulige uventede effekter ved senere analyser basert på dette målesystemet.

Videre legges det opp til mer detaljerte og avanserte signalanalyser av responssignalene fra Gjemnessundbrua og Bergsøysundbrua. Bergsøysundbrua er instrumentert for en planlagt periode på ca. 5 år, mens utstyret montert på Gjemnessundbrua skal stå der kun i en kort periode før det flyttes til Hardangerbrua. Det er dermed rimelig å forvente at systemet montert på Bergsøysundbrua vil plukke opp de mest interessante målingene, da det er oppførsel ved ekstreme belastninger som er mest ønskelig å kartlegge. Det er derfor naturlig at det gjøres mer avanserte analyser av oppførselen til Bergsøysundbrua enn for Gjemnessundbrua.

Instrumenteringen av Gjemnessundbrua er å anse som et prøveprosjekt for instrumenteringen av Hardangerbrua. Arbeidet omhandlet i denne rapporten kan benyttes til å dra lærdom av det praktiske monteringsarbeidet som skal gjøres på Hardangerbrua. Hardangerbrua er en hengebru som er betydelig større enn Gjemnessundbrua, og beliggenheten i forhold til Institutt for konstruksjonsteknikk ved NTNU byr på større utfordringer. Dette er faktorer som kan gjøre monteringsarbeidet mer krevende enn for Gjemnessundbrua, så det er viktig å ta hensyn til alle erfaringer som er gjort i arbeidet beskrevet i denne rapporten.

Referanseliste

1. Statens Vegvesen, B., *Tegninger Gjemnessundet bru*, 1990.
2. Hermstad, S.M., *Dynamic Analysis of the Bergsøysund Bridge in the Time Domain*, 2013, NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk.
3. Voigt, M., *Systemidentifikasjon av konstruksjoner - Dynamisk respons av Gjemnessundbrua*, 2012, NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk.
4. Bjertnæs, E.J. *Broer.no*. 2012 [lest 2013 21. Mars]; Tilgjengelig fra: <http://broer.no/bro/index.php?ID=41> <http://broer.no/bro/index.php?ID=40>.
5. Statens Vegvesen, B., *Tegninger Bergsøysundet bru*, 1991.
6. *Gill-Instruments*. 2013 [lest 2013 Jan. - Juni]; Tilgjengelig fra: <http://www.gill.co.uk/products/anemometer>.
7. Avery, H., *Canterbury Seismic Instruments*, 2013.
8. Øiseth, O., *Tekniske tegninger*, 2012.
9. Vestroni, F. og A. Pau, *Dynamic Characterization and Damage Identification*, i *Dynamical Inverse Problems: Theory and Application*, G.L. Gladwell og A. Morassi, Redaktører. 2011, Springer Vienna. s. 151-178.
10. Strømmen, E.N., *Theory of bridge aerodynamics*. 2010, Berlin: Springer. XXI, 302 s. : ill.
11. Chopra, A.K., *Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering*. 2007, Upper Saddle River, N.J.: Pearson Prentice Hall. XXXIV, 876 s. : ill.
12. Bergan, P.G., P.K. Larsen, og E. Mollestad, *Svingning av konstruksjoner*. 1986, Trondheim: Tapir. IX, 273 s. : ill.
13. Ewins, D.J., *Modal testing: theory, practice and application*. 2000, Baldock: Research Studies Press. XIII, 562 s. : ill.
14. Papagiannopoulos, G.A. og G.D. Hatzigeorgiou, *On the use of the half-power bandwidth method to estimate damping in building structures*. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2011. **31**(7): s. 1075-1079.
15. Barbé, K., R. Pintelon, og J. Schoukens, *Welch Method Revisited: Nonparametric Power Spectrum Estimation Via Circular Overlap*. *Signal Processing, IEEE Transactions on*, 2010. **58**(2): s. 553-565.
16. Hippenstiel, R.D., *Applications to Detection, Parameter Estimation, and Classification*, i *Detection Theory : applications and digital signal processing*. 2001, CRC Press. s. 243-272.
17. Bos, R., S. De Waele, og P.M.T. Broersen, *Autoregressive spectral estimation by application of the Burg algorithm to irregularly sampled data*. *Instrumentation and Measurement, IEEE Transactions on*, 2002. **51**(6): s. 1289-1294.

18. Collomb, C., *Burg's Method, Algorithm and Recursion*. 2009.
19. Manolakis, D.G. og V.K. Ingle, *Applied digital signal processing: theory and practice*. 2011, Cambridge: Cambridge University Press. XV, 991 s. : ill.
20. Butterworth, S., *On the theory of filter amplifiers*. *Wireless Engineer*, 1930. **7**: s. 536-541.
21. Hopperstad, O.S. og T. Børvik, *Lecture notes TKT 4135 Mechanics of materials*, in *TKT 4135 Mechanics of materials* 2012: NTNU.
22. Brown, R., *Physical Testing of Rubber*. 2006, Boston, MA: Springer Science og Business Media, Inc.: v.: digital.
23. Horr, A.M. og L.C. Schmidt, *Modelling of nonlinear damping characteristics of a viscoelastic structural damper*. *Engineering Structures*, 1996. **18**(2): s. 154-161.
24. ISO, *ISO 48:2010 Rubber, vulcanized or thermoplastic -- Determination of hardness (hardness between 10 IRHD and 100 IRHD)*, 2010.
25. Standard, N., *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*, 2005.
26. Astrup, *Metallkatalogen - Aluminium*, 2012.
27. Aqua-Calc. 2013 [lest 2013 14. Mai]; Tilgjengelig fra: <http://www.aqua-calc.com/page/density-table/substance/rubber-coma-and-blank-manufactured>.
28. Walker, R. *Simetric.co.uk*. 2012 [lest 2013 14. Mai]; Tilgjengelig fra: http://www.simetric.co.uk/si_materials.htm.
29. Gomaa, F., et al., *Validation Study Illustrates the Accuracy of Operational Modal Analysis Identification*. *International Journal of Emerging Technology and Advanced Engineering*, 2012. **2**(11): s. 658-667.
30. institutt, M. *eklima*. 2013 [lest 2013 14. Mai]; Tilgjengelig fra: eklima.met.no.
31. Vik-Ørsta. *Vikorsta.no*. 2013 [lest 2013 08. Mars]; Tilgjengelig fra: <http://vikorsta.no/Produkter/Lysmast/Vis-produkt/?productid=22690>.
32. Agency, N.T. *M26 Specification For Lighting Columns*. 2012 [lest 2013 Mai]; Tilgjengelig fra: <http://www.nzta.govt.nz/resources/lighting-columns/docs/m26-specification-for-lighting-columns.pdf>.
33. Standard, N., *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster*, 2005.
34. Holmes, J.D., *Fatigue life under along-wind loading - Closed-form solutions*. *Engineering Structures*, 2002. **24**(1): s. 109-114.
35. Fujino, Y., K. Kimura, og H. Tanaka, *Wind Resistant Design of Bridges in Japan: Developments and Practices*. 2012, Tokyo: Springer Japan. XII, 256s. 129 illus. : digital.
36. Standard, N., *NS-EN 40-3-1:2013 Lysmaster - Del 3-1: Dimensjonering og verifisering - Spesifikasjon for karakteristiske laster*, 2013.
37. Caetano, E.d.S., *Cable vibrations in cable-stayed bridges*. 2007, Zürich, Switzerland: IABSE. 188 s. : ill.
38. Sigbjörnsson, R. og I. Langen, *Dynamisk analyse av konstruksjoner*. 1999, [S.I.]: [s.n.]. XXI, 295 s. :ill.
39. Standard, N., *Eurokode 9: Prosjektering av aluminiumskonstruksjoner - Del 1-3: Utmattingspåkjennte konstruksjoner*, 2007.
40. Veritas, D.N., *DNV RP C203: Fatigue Design of Offshore Steel Structures*, 2012.
41. Vegvesen, S., *Håndbok 062 Trafikksikkerhetsstyr*, 2010.
42. Messtechnik, H.B. *HBM.com*. 2000 [lest 2013 April]; Tilgjengelig fra: <http://www.hbm.com.pl/arch/a0764.pdf>.
43. Messtechnik, H.B. *HBM.com*. 2003 [lest 2013 April]; Tilgjengelig fra: <http://www.hbm.com.pl/pdf/b0405.pdf>.

44. Messtechnik, H.B., *CatmanEasy/AP Help*.
45. Piersol, A.G., T.L. Paez, og C.M. Harris, *Harris' shock and vibration handbook*. 2010, New York: McGraw-Hill. 1 b. (various pagings) : ill.
46. MathWorks. *MathWorks Documentation center*. 2013 [lest 2013 Jan. - Juni]; Tilgjengelig fra: <http://www.mathworks.se/help/matlab/>.
47. Veritas, D.N., *DNV-RP-C205 Environmental conditions and environmental loads*, 2010.
48. Kaimal, J.C., et al., *Spectral characteristics of surface-layer turbulence*. Journal of the Royal Meteorological Society, 1972. **98**(417): s. 563-589.
49. Vegvesen, S., *Håndbok 185 Bruprosjektering*, 2009.

Vedlegg

Vedlegg A: Montering av utstyr

- A.1 Fremdriftsplan andre monteringsrunde
- A.2 Arbeidsprosesser andre monteringsrunde
- A.3 Fremdriftsplan tredje monteringsrunde
- A.4 Arbeidsprosesser tredje monteringsrunde
- A.5 Stauts etter første monteringsrunde
- A.6 Status etter andre monteringsrunde

Vedlegg B: Teoretisk bakgrunn

- B.1 Fourier-rekker
- B.2 Frekvensresponsfunksjon
- B.3 Dempning av èn-frihetsgradssystem

Vedlegg C: Påkjenninger på anemometerkonstruksjon

- C.1 Beregning av vindfeltets karakteristiske egenskaper
- C.2 Resonansbetraktning for anemometerkonstruksjon med påkjent av vindturbulens
- C.3 Beregning av karakteristisk vindlast fra vindturbulens på anemometerkonstruksjon
- C.4 Beregning av karakteristisk vindlast fra vindturbulens på lysmast ved Bergsøysundbrua
- C.5 Beregning av respons av lysmast og hengestang fra virvelavløsning

Vedlegg D: Signalprosessering

- D.1 Koherens og fasevinkelplott for Sig2G
- D.2 Koherens og fasevinkelplott for Sig1B

Vedlegg A: Montering av utstyr

A.1 Fremdriftsplan andre monteringsrunde

Alle deltagere → Gul, Lag 1 → Blå, Lag 2 → Grønn, Koordinator → Rød

Dag 1

| | | Oppgave | Ant. pers | 8 | | | | | 9 | | | | | 10 | | | | | 11 | | | | | 12 | | | | | 13 | | | | | 14 | | | | | 15 | | | | | 16 | | | | | 17 | | | | |
|--------------|--------------------|-------------------|--------------|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|----|---|---|---|---|----|---|---|---|---|----|---|---|---|---|----|---|---|---|---|----|---|---|---|---|----|---|---|---|---|----|--|--|--|--|----|--|--|--|--|
| | | | | 1 | 3 | 4 | 6 | 1 | 3 | 4 | 6 | 1 | 3 | 4 | 6 | 1 | 3 | 4 | 6 | 1 | 3 | 4 | 6 | 1 | 3 | 4 | 6 | 1 | 3 | 4 | 6 | 1 | 3 | 4 | 6 | 1 | 3 | 4 | 6 | 1 | 3 | 4 | 6 | | | | | | | | | | |
| Bru | Arb. prosess | Oppgave | 5 | 1 | 3 | 4 | 6 | 1 | 3 | 4 | 6 | 1 | 3 | 4 | 6 | 1 | 3 | 4 | 6 | 1 | 3 | 4 | 6 | 1 | 3 | 4 | 6 | 1 | 3 | 4 | 6 | 1 | 3 | 4 | 6 | 1 | 3 | 4 | 6 | | | | | | | | | | | | | | |
| | Pakke bil og reise | | 5 | 1 | 3 | 4 | 6 | 1 | 3 | 4 | 6 | 1 | 3 | 4 | 6 | 1 | 3 | 4 | 6 | 1 | 3 | 4 | 6 | 1 | 3 | 4 | 6 | 1 | 3 | 4 | 6 | 1 | 3 | 4 | 6 | 1 | 3 | 4 | 6 | | | | | | | | | | | | | | |
| | Heise utstyr | | 5 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | Strømtilførsel | | 1 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | Akselero-meter | Klemmer/kasser | 2 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | Kabeltrekking | Stroppebånd | 2 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | Bergsøy-sundet | Hovedloggestasjon | Trekketabler | 2 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | Monterekasse | 2 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | Stroppebånd | 2 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | Trekketabler | 2 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Gjemmesundet | Hovedloggestasjon | WiFi og GPS | 2 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | Sensor-montering | 2 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | Bærestyr | 5 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

Figur A.1: Fremdriftsplan for dag 1 av andre monteringsrunde

Dag 2

| | | | | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 |
|----------------|-------------------------|--------------------------------|---|---|---|----|----|----|----|----|----|----|----|
| | | Antall pers. | | 1 3 4 6 1 3 4 6 1 3 4 6 1 3 4 6 1 3 4 6 1 3 4 6 | 5 0 5 0 5 0 5 0 5 0 5 0 5 0 5 0 5 0 5 0 5 0 5 0 5 0 | | | | | | | | |
| Bru | Arbeidsprosess | Oppgave | | | | | | | | | | | |
| Bergsøy-sundet | Montering av anemometer | | 3 | | | | | | | | | | |
| | Hovedlogges-tasjon | WiFi og GPS Kabler og koble | 2 | | | | | | | | | | |
| | GPS, WiFi og anemometer | Bære utstyr | 3 | | | | | | | | | | |
| Gjemmes-sundet | Plassere reg.kasser | | 2 | | | | | | | | | | |
| | Kabeltrekking | Signal/strøm | 2 | | | | | | | | | | |
| | Sensor-montering | | 2 | | | | | | | | | | |
| | Kobling | | 2 | | | | | | | | | | |
| Bergsøy-sundet | Kobling | | 2 | | | | | | | | | | |

Figur A.2: Fremdriftsplan for dag 2 av andre monteringsrunde

A.2 Arbeidsprosesser andre monteringsrunde

Tabell A.1: Arbeidsprosesser andre monteringsrunde Gjemnessundbrua. Tidsforbruk angitt i parentes gjelder dersom lift ikke benyttes.

| | Arbeidsoppgave | Verktøy | Utstyr | Antall pers | Tidsforbruk |
|--------------------------------------|--------------------------------|--|---|-------------|-------------------|
| Reg. kasser | Bære utstyr | Ikke noe verktøy er nødvendig | Registreringskasse 130 og 133 | 2 | 15 min |
| Montering av hovedloggestasjon | Bære utstyr | Bæreanordning | Reg. Kasse, Batteri, reg. sensor, WiFi antenne, GPS mottaker, RJ45 plugg, festebrakett, Signalkabel ca 34 m, beskyttelse til kabel | 5 | 40 min |
| | Montere WiFi og GPS | 13 mm fastnøkkel | WiFi antenne, GPS mottaker, festebrakett | 2 | 15 min |
| | Strekke kabler og koble utstyr | Stjernetrekker, kroneverktøy, avisoleringsverktøy, krympetang | RJ45 plugg, signalkabel, beskyttelse til kabel, strips | 2 | 30 min |
| Kabelrekking | Trekke signalkabler | Avbitertang | Rød og blå elektrikertape, strips små og litt store, Signalkabel ca 150 m | 2 | 1 time |
| | Trekke strømkabler | Avbitertang/kniv | Strips små og litt store | 2 | 1 time |
| Sensormont. | Montere sensorer | 10 mm fastnøkkel, vater, penn | Akselerometersensorer, Akselerometeroversikt | 2 | 1,5 time |
| Montering av GPS, WiFi og anemometer | Montere WiFi og GPS | Lift, 13 mm fastnøkkel | WiFi antenne, GPS mottaker med kabel, beskyttelsesprofil, beskyttelsesgummi, tape, kabel til WiFi antenne, festebrakett | 3 | 3 timer (2 timer) |
| | Montere anemometer | Lift, 13 mm fastnøkkel, nøkkel til anemometerfesteskruer | Anemometer, anemometerbrakett, to lag gummi, bakplate, eksosklemmer, beskyttelsesprofil, beskyttelsesgummi, tape, kabel til anemometer, bolter m/skiver til anemometerfesting | 3 | 30 min |
| Kobling | Koble nedtrykks-koblingsbokser | Stjernetrekker (ph1), avisoleringsutstyr, kroneverktøy, skiftenøkkel | Rød, blå og hvit elektrikertape og maskeringstape | 2 | 4 timer |

Tabell A.2: Arbeidsprosesser andre monteringsrunde Bergsøysundbrua. Tidsforbruk angitt i parentes gjelder dersom lift ikke benyttes.

| | Arb. oppgave | Verktøy | Utstyr | Pers | Tidsforbruk |
|---------------------------------|---------------------------------|--|--|-------------|--------------------|
| Aksel. - klemmer/ kasser | Montere klemmer | 2 stk fastnøkkel til store bolter, målestokk, vater | Gummi, klemmer, bolter | 2 | 1 time |
| | Montere kasser | 13 mm fastnøkkel, vater | Akselerometerkasser, bolter | 2 | 30 min |
| Kable- trekking | Stroppebånd | Kniv | Stroppebånd med klips | 2 | 30 min |
| | Trekke kabler | Avbiter | Strips små og noen store, rød, blå og hvit elektrikertape samt maskeringstape. Signalkabel ca 70 m | 2 | 30 min |
| Montere hovedloggstasjon | Montere reg. kasse | Drill, 13mm nøkkel | Reg. Kasse, strips, kroker, bolter | 2 | 15 min |
| | Stroppebånd | Kniv | Stroppebånd med klips | 2 | 30 min |
| | Strekke kabler | Avbiter | Strips små og store, hvit elektriker- og maskeringstape. Signalkabel | 2 | 30 min |
| | Montere WiFi og GPS | 13 mm fastnøkkel | WiFi antenne, GPS mottaker, festebrakett | 2 | 15 min |
| Aksel.- sensorer | Montere sensorer | 10 mm fastnøkkel, vater, penn | Akselerometersensorer, Akselerometeroversikt | 2 | 1 time |
| GPS/ WiFi | Montere WiFi of GPS | 13 mm fastnøkkel | WiFi antenne, GPS mottaker, festebrakett | 2 | 40 min |
| Anemometer montering | Montere anemometer | Lift, 13 mm fastnøkkel, nøkkel til anemometerfesteskruer | Anemometer, anemometerbrakett, to lag gummi, bakplate, eksosklemmer, tape, kabel til anemometer, bolter m/skiver til anemometerfesting | 2 | 1 time (30 min) |
| Strøm- tilførsel | Strømtilførsel i sikringsskap | Drill m/bor, Stjernetrekker, flattrekker, avisoleringsverktøy x2, skiftenøkkel | Kabelgjennomføring | 1 | 2 timer |
| Kobling | Koble nedtrykks- koblingsbokser | Stjernetrekker (ph1), avisoleringsutstyr, kroneverktøy, skiftenøkkel | Rød, blå og hvit elektrikertape og maskeringstape | 2 | 3 timer |
| | Koble GPS mottakere | Stjernetrekker (ph2), Avisoleringsverktøy, kroneverktøy, skiftenøkkel | Hvit elektrikertape | 2 | 30 min |
| | Koble RJ45 plugg til WiFi | Avisoleringsverktøy, krympetang | RJ45 plugg, maskeringstape | 2 | 30 min |

A.3 Fremdriftsplan tredje monteringsrunde

Alle deltagere → Gul, Lag 1 → Grønn, Koordinator → Rød

| Dag | Nr | Arbeids- prosess | Oppgave | Antall pers. | 8 | | | | | | 9 | | | | | | 10 | | | | | | 11 | | | | | | 12 | | | | | | 13 | | | | | | 14 | | | | | | 15 | | | | | | 16 | | | | | |
|-----|-----------------|--------------------------|---------------------|-----------------|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|----|---|---|---|---|---|----|---|---|---|---|---|----|---|---|---|---|---|----|---|---|---|---|---|----|---|---|---|---|---|----|---|---|---|---|---|----|---|---|---|---|---|
| | | | | | 1 | 3 | 4 | 5 | 0 | 5 | 1 | 3 | 4 | 5 | 0 | 5 | 1 | 3 | 4 | 5 | 0 | 5 | 1 | 3 | 4 | 5 | 0 | 5 | 1 | 3 | 4 | 5 | 0 | 5 | 1 | 3 | 4 | 5 | 0 | 5 | 1 | 3 | 4 | 5 | 0 | 5 | 1 | 3 | 4 | 5 | 0 | 5 | | | | | | |
| 1 | Bergsøysundbrua | Pakke bil og reise | | 5 | 1 | 3 | 4 | 5 | 0 | 5 | 1 | 3 | 4 | 5 | 0 | 5 | 1 | 3 | 4 | 5 | 0 | 5 | 1 | 3 | 4 | 5 | 0 | 5 | 1 | 3 | 4 | 5 | 0 | 5 | 1 | 3 | 4 | 5 | 0 | 5 | 1 | 3 | 4 | 5 | 0 | 5 | 1 | 3 | 4 | 5 | 0 | 5 | 1 | 3 | 4 | 5 | 0 | 5 |
| | | Heise reg. kasse | | 3 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | Anemometer | | 2 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | Strømtilførsel | | 2 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | Hovedløggest. | Reg. kasse | 1 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | WiFi og GPS | 1 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | WiFi og GPS | 1 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | Akselero- metere | 1 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | Reg. kasse | 2 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | Hovedløggest. | 3 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 2 | Gjemnessundbrua | Anemometer | | 2 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | Akselero- meterkasser | Montere kasser | 2 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | Aksel. sensorer | Lime kasser | 1 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | Kabeltrekking | | 1 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | Kobling | Reg. kasser | 1 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

Figur A.3: Fremdriftsplan for tredje monteringsrunde

A.4 Arbeidsprosesser tredje monteringsrunde

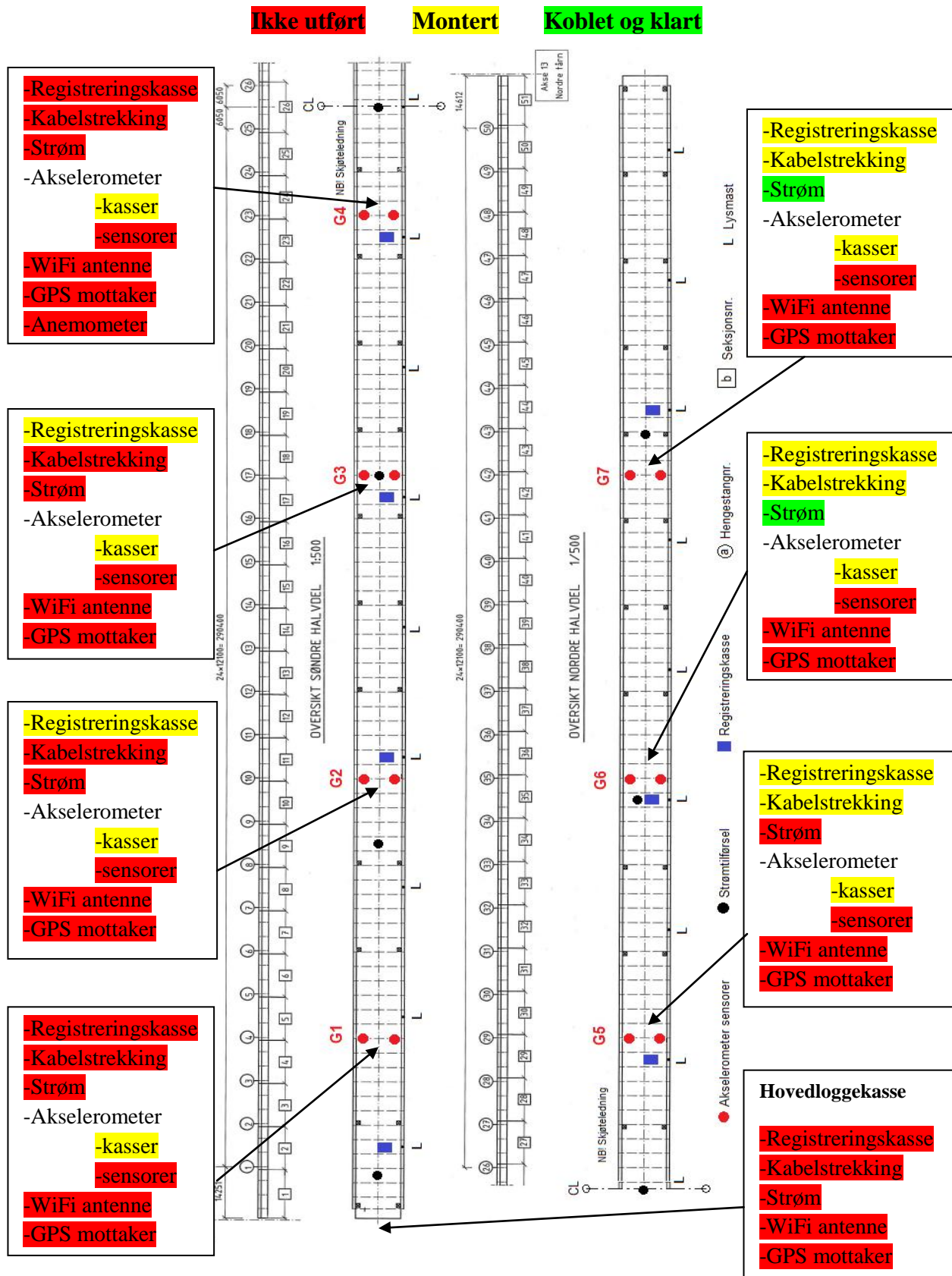
Tabell A.3: Arbeidsprosesser tredje monteringsrunde Gjemnessundbrua. Tidsforbruk angitt i parentes gjelder dersom lift ikke benyttes.

| | Arbeidsoppgave | Verktøy | Utstyr | Antall pers | Tidsforbruk |
|--------------------------------|--------------------------------|--|---|-------------|-----------------|
| Montering av hovedloggestasjon | Montere WiFi og GPS | 13 mm fastnøkkel | WiFi antenne, GPS mottaker, festebrakett | 2 | 15 min |
| | Strekke kabler og koble utstyr | Stjernetrekker, kroneverktøy, avisoleringsverktøy, krympetang | RJ45 plugg, signalkabel, beskyttelse til kabel, strips | 2 | 30 min |
| Kabeltrekking | Trekke signalkabler | Avbitertang | Rød og blå elektrikertape, strips små og litt store, Signalkabel ca 150 m | 2 | 15 min |
| Sensormontering | Montere sensorer | 10 mm fastnøkkel, vater, penn | Akselerometersensorer, Akselerometeroversikt | 2 | 1,5 time |
| Montering av anemometer | Montere anemometer | Lift, 13 mm fastnøkkel, nøkkel til anemometerfesteskruer | Anemometer, anemometerbrakett, to lag gummi, bakplate, eksosklemmer, beskyttelsesprofil, beskyttelsesgummi, tape, kabel til anemometer, bolter m/skiver til anemometerfesting | 3 | 1 time (30 min) |
| Kobling | Koble nedtrykkskoblingsbokser | Stjernetrekker (ph1), avisoleringsutstyr, kroneverktøy, skiftenøkkel | Rød, blå og hvit elektrikertape og maskeringstape | 2 | 45 min |
| Aksel. kasser | Montere akselerometerkasser | Drill, skjelletpistol, vater | Lange skruer, storhodede skruer, superfix, aksel. kasser, treklosser | 2 | 45 min |
| | Lime akselerometerkasser | Skjelletpistol, drill | Superfix | 1 | 30 min |

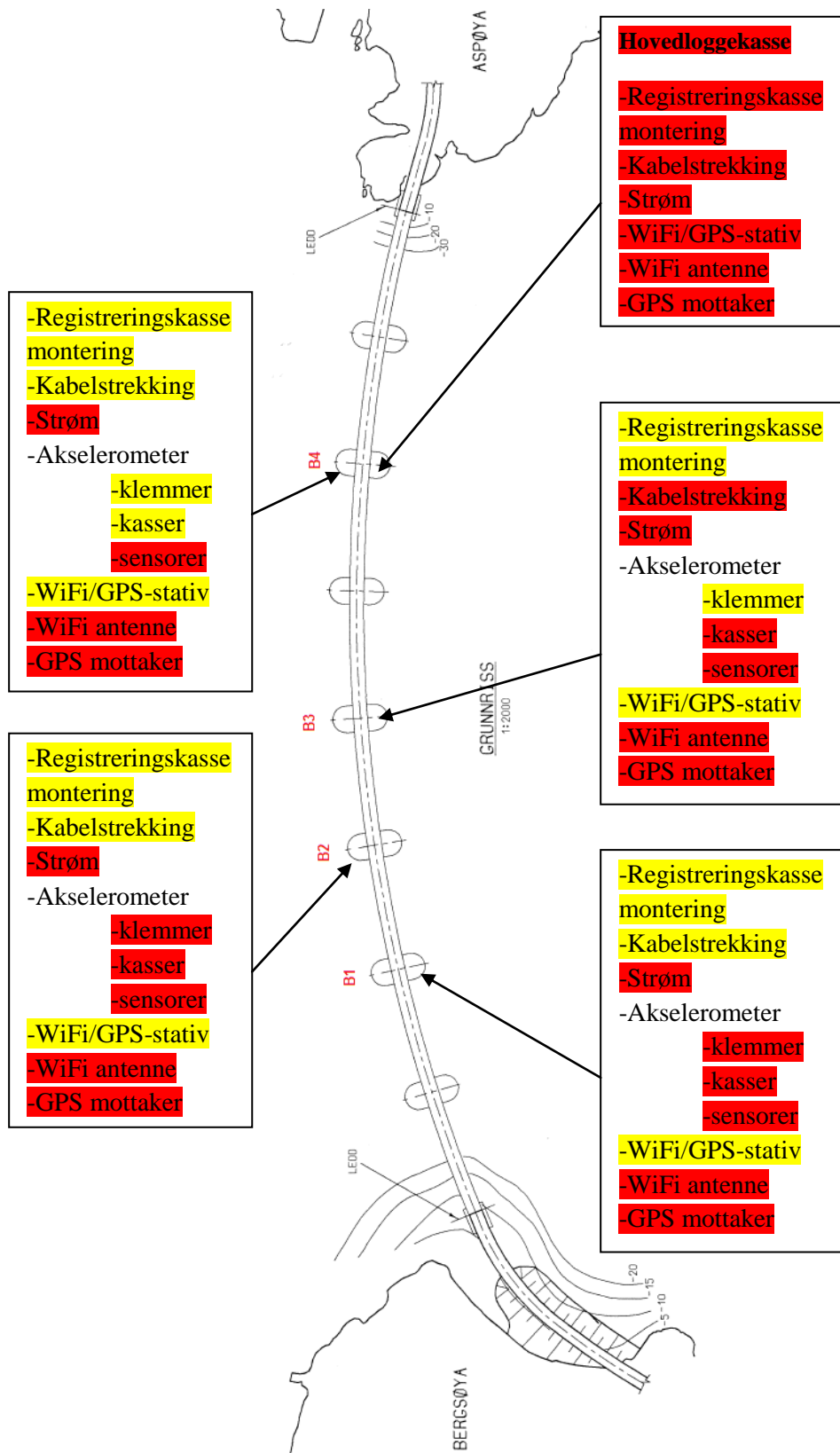
Tabell A.4: Arbeidsprosesser tredje monteringsrunde Bergsøysundbrua. Tidsforbruk angitt i parentes gjelder dersom lift ikke benyttes.

| | Arb. oppgave | Verktøy | Utstyr | Pers | Tidsforbruk |
|-----------------------------|--------------------------------|--|--|-------------|--------------------|
| Hoved-loggestasjon | Montere reg. kasse | Drill, 13mm nøkkel | Reg. Kasse, strips, kroker, bolter | 2 | 15 min |
| | Montere WiFi og GPS | 13 mm fastnøkkel | WiFi antenne, GPS mottaker, festebrakett | 2 | 15 min |
| Anemometer montering | Montere anemometer | Lift, 13 mm fastnøkkel, nøkkel til anemometerfesteskruer | Anemometer, anemometerbrakett, to lag gummi, bakplate, eksosklemmer, tape, kabel til anemometer, bolter m/skiver til anemometerfesting | 2 | 1 time (30 min) |
| Strømtilførsel | Strømtilførsel i sikringsskap | Drill m/bor, Stjernetrekker, flattrekker, avisoleringsverktøy x2, skiftenøkkel | Kabelgjennomføring | 2 | 2 timer |
| Kobling | Koble nedtrykks-koblingsbokser | Stjernetrekker (ph1), avisoleringsutstyr, kroneverktøy, skiftenøkkel | Rød, blå og hvit elektriskertape og maskeringstape | 1 | 1 time |
| | Koble GPS mottakere | Stjernetrekker (ph2), Avisoleringsverktøy, kroneverktøy, skiftenøkkel | Hvit elektriskertape | 1 | 15 min |
| | Koble RJ45 plugg til WiFi | Avisoleringsverktøy, krympetang | RJ45 plugg, maskeringstape | 1 | 15 min |

A.5 Status etter første monteringsrunde

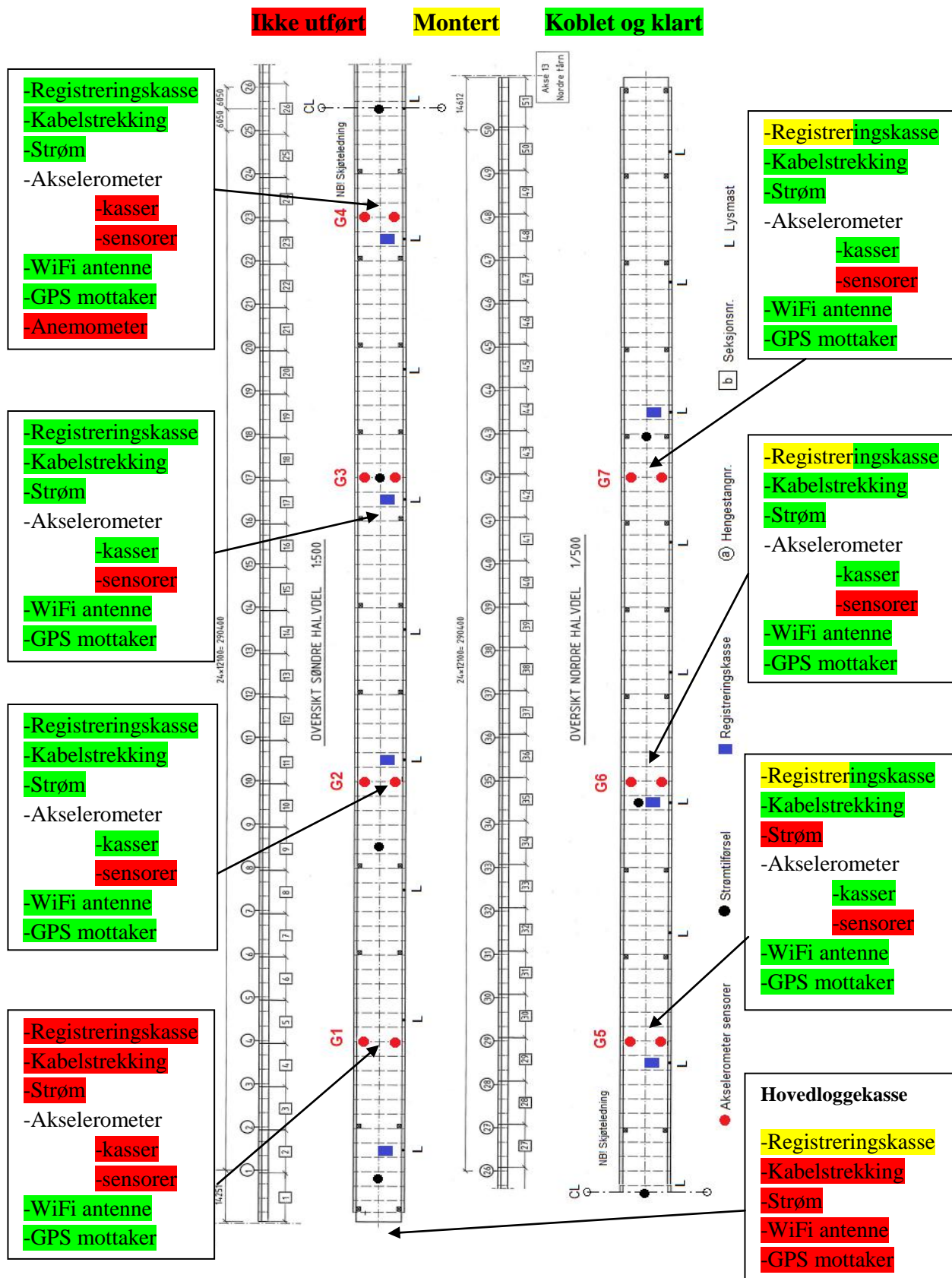


Figur A.4: Status etter første monteringsrunde Gjemnessundbrua

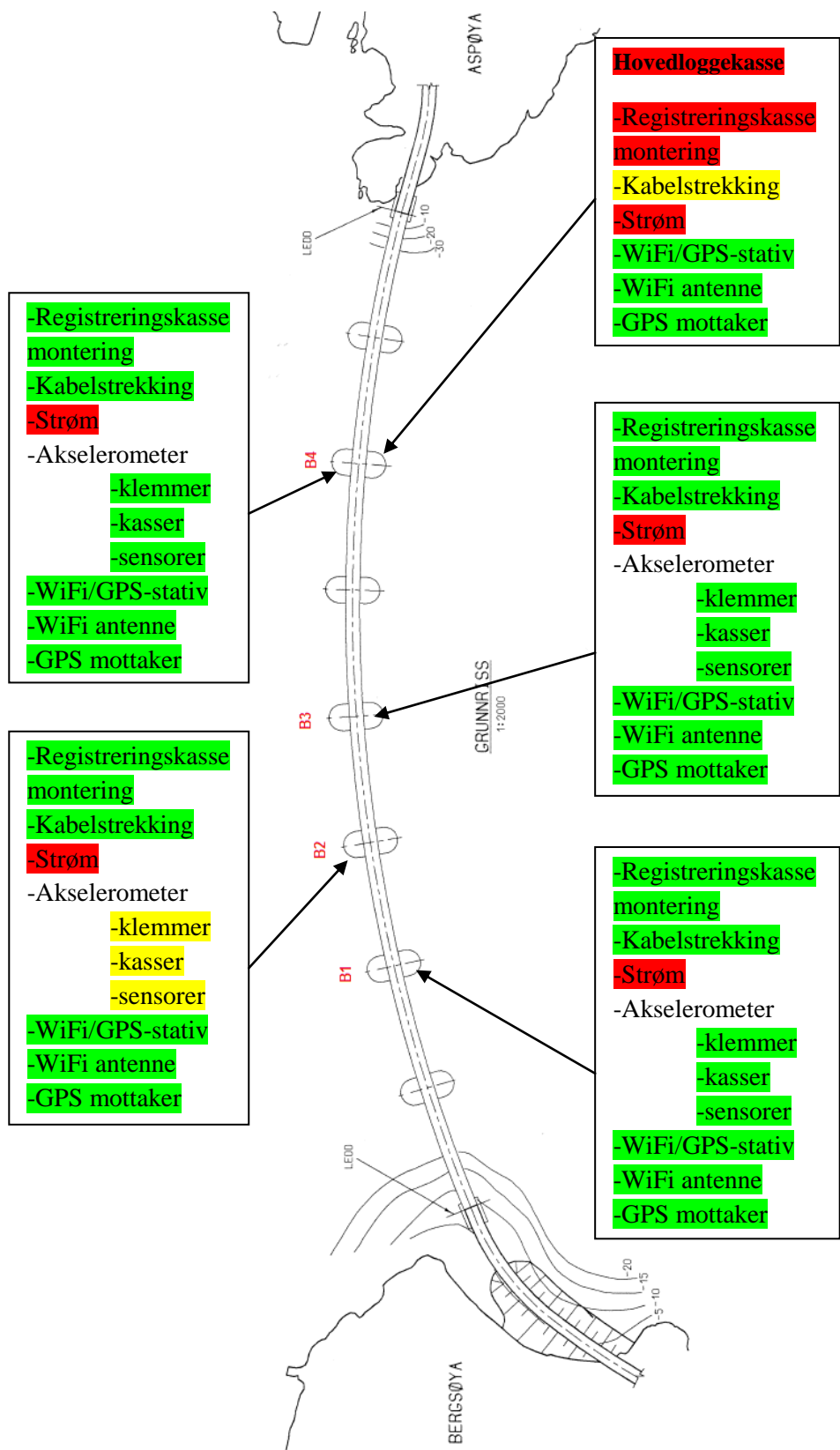


Figur A.5: Status etter første monteringsrunde Bergsøysundbrua

A.6 Status etter andre monteringsrunde



Figur A.6: Status etter andre monteringsrunde Gjemnessundbrua



Figur A.7: Status etter andre monteringsrunde Bergsøysundbrua

Vedlegg B: Teoretisk bakgrunn

B.1 Fourier-rekker

Et vilkårlig signal kan deles opp i en uendelig rekke av harmoniske komponenter med ulike svingefrekvenser, gjennom en Fourier-rekke [13]:

$$x(t) = \frac{1}{2}a_0 + \sum_{k=1}^{\infty} (a_k \cos \omega_k t + b_k \sin \omega_k t) \quad (\text{B.1})$$

der :

$$\begin{aligned} \omega_k &= \frac{2\pi k}{T}, & a_0 &= \frac{2}{T} \int_0^T x(t) dt, \\ a_k &= \frac{2}{T} \int_0^T x(t) \cos \omega_k t dt, & b_k &= \frac{2}{T} \int_0^T x(t) \sin \omega_k t dt \end{aligned} \quad (\text{B.2})$$

Dette kan også skrives på en mer kompakt form [13]:

$$x(t) = c_0 + \sum_{k=1}^{\infty} c_k \cos(\omega_k t + \varphi_k) \quad (\text{B.3})$$

der :

$$c_k = \sqrt{a_k^2 + b_k^2}, \quad \varphi_k = \tan^{-1} \left(-\frac{b_k}{a_k} \right) \quad (\text{B.4})$$

For praktiske formål kan dette brukes for å lage en tilnærming av et vilkårlig signal ved å beskrive det ved en diskretisert, endelig Fourier-rekke.

B.2 Frekvensresponsfunksjon (FRF)

Ser på bevegelseslikningen for et MDOF system [10, 13]:

$$[\mathbf{M}]\{\ddot{\mathbf{x}}\} + [\mathbf{C}]\{\dot{\mathbf{x}}\} + [\mathbf{K}]\{\mathbf{x}\} = \{\mathbf{f}\} \quad (\text{B.5})$$

Både et respons- og lastsignal kan uttrykkes generelt som uendelige Fourier-rekker som vist i vedlegg B.1. Vi kan på en tilsvarende måte skrive en vektor med prosesser som en Fourier-rekke. Velger derimot nå å skrive det på kompleks form [10, 13]:

$$\{\mathbf{f}(t)\} = \{\mathbf{F}_0\} + \text{Re} \left(\sum_{k=0}^{\infty} \{\mathbf{F}\} e^{j\omega_k t} \right) \quad (\text{B.6})$$

$$\{\mathbf{x}(t)\} = \{\mathbf{X}_0\} + \text{Re} \left(\sum_{k=0}^{\infty} \{\mathbf{X}\} e^{j\omega_k t} \right) \quad (\text{B.7})$$

$$\{\dot{\mathbf{x}}(t)\} = j\omega \text{Re} \left(\sum_{k=0}^{\infty} \{\mathbf{X}\} e^{j\omega_k t} \right) \quad (\text{B.8})$$

$$\{\ddot{\mathbf{x}}(t)\} = -\omega^2 \text{Re} \left(\sum_{k=0}^{\infty} \{\mathbf{X}\} e^{j\omega_k t} \right) \quad (\text{B.9})$$

der \mathbf{X} og \mathbf{F} er vektorer som inneholder Fourier amplitudene til rekkekomponentene og $j = \sqrt{-1}$.

Setter dette inn i bevegelseslikningen (B.5):

$$(-\omega^2 [\mathbf{M}] + j\omega [\mathbf{C}] + [\mathbf{K}])\{\mathbf{X}\} e^{j\omega t} + [\mathbf{K}]\{\mathbf{X}_0\} = \{\mathbf{F}_0\} + \{\mathbf{F}\} e^{j\omega t} \quad (\text{B.10})$$

$$\{\mathbf{X}\} = (-\omega^2 [\mathbf{M}] + j\omega [\mathbf{C}] + [\mathbf{K}])^{-1} \{\mathbf{F}\}, \quad \{\mathbf{X}_0\} = [\mathbf{K}]^{-1} \{\mathbf{F}_0\}$$

Hvor \mathbf{X} og \mathbf{X}_0 er henholdsvis den Fouriertransformerte dynamiske responsen og den statiske responsen. Den dynamiske responsen i frekvensdomenet kan videre skrives som følger [13]:

$$\{\mathbf{X}\} = [\mathbf{H}]\{\mathbf{F}\}, \quad [\mathbf{H}] = (-\omega^2 [\mathbf{M}] + j\omega [\mathbf{C}] + [\mathbf{K}])^{-1} \quad (\text{B.11})$$

\mathbf{H} er frekvensresponsfunksjonen og sier noe om forholdet mellom last og respons, eller sagt på en annen måte, representerer overgangen mellom *input* og *output* prosesser. \mathbf{H} blir derfor også kalt overgangsfunksjonen.

B.3 Dempning av én-frihetsgradssystem

Differensialligningen for fri svingning av et system med én frihetsgrad idealisert med ekvivalent viskøs dempning er som følger:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = 0 \quad (\text{B.12})$$

Denne tilnærmingen er tilstrekkelig nøyaktig for praktisk analyse av de fleste konstruksjoner som kan tilnærmes som et én-frihetsgradssystem.

Dette gir to løsninger for fasevinkelen for $-\pi, \pi$]. Korrekt løsning bestemmes av fortegnet på u_0 [12], og løses ved å anta:

$$u = Ge^{st} \quad (\text{B.13})$$

Dette gir karakteristisk ligning for ikke-trivielle løsninger ved innsetting av uttrykk (B.13) i (B.12) [11]:

$$s^2 + 2\zeta\omega_n s + \omega_n^2 = 0 \quad (\text{B.14})$$

med røttene:

$$s = \omega_n \left(-\frac{c}{2m\omega_n} \pm \sqrt{\left(\frac{c}{2m\omega_n}\right)^2 - 1} \right) \quad (\text{B.15})$$

Dette gir ulike typer løsning avhengig av dempningsfaktoren c .

Kritisk dempning c_{kr} er den minste verdien av c som ikke gir noen svingning, og defineres som følger [11]:

$$c = c_{kr} = 2m\omega_n \quad (\text{B.16})$$

Dette representerer skillet mellom svingbevegelse og en asymptotisk tilnærming mot den statiske likevektskonfigurasjonen [12].

Dempningsforholdet ζ angir andel av kritisk dempning, og defineres som følger[12]:

$$\zeta = \frac{c}{c_{kr}} = \frac{c}{2m\omega_n} \quad (\text{B.17})$$

Underkritisk dempning vil si at dempningsforholdet $\zeta < 1$. I praksis vil de aller fleste konstruksjoner (bygninger, bruer, offshore strukturer osv.) ha underkritisk dempning, og typisk $\zeta < 0,1$ [11].

Skriver om (B.15):

$$s = \omega_n \left(-\zeta \pm i\sqrt{1-\zeta^2} \right) \quad (\text{B.18})$$

som har følgende generelle løsning:

$$u(t) = A_1 e^{s_1 t} + A_2 e^{s_2 t} \quad (\text{B.19})$$

Innfører en dempet vinkelfrekvens ω_D [12]:

$$\omega_D = \omega_n \sqrt{1-\zeta^2} \quad (\text{B.20})$$

ved innsetting av (B.18) i (B.19), fås følgende:

$$u(t) = e^{-\zeta\omega_n t} \left(A_1 e^{i\omega_D t} + A_2 e^{-i\omega_D t} \right) \quad (\text{B.21})$$

som også kan skives på formen:

$$u(t) = e^{-\zeta\omega_n t} R \cos(\omega_D t - \theta) \quad (\text{B.22})$$

der amplituden R og fasevinkelen θ er definert ved:

$$R = \sqrt{A_1^2 + A_2^2}, \quad \theta = \arctan \left(\frac{\dot{u}_0}{\omega_n u_0} \right) \quad (\text{B.23})$$

Vedlegg C: Påvirkninger på anemometerkonstruksjon

C.1 Beregning av vindfeltets karakteristiske egenskaper

Vindhastighetsprofil

Det er vanlig å karakterisere vind ved tre tidsavhengige hastighetskomponenter $U(x, y, z, t)$, $V(x, y, z, t)$ og $W(x, y, z, t)$, henholdsvis langs de tre ortogonale retningene x , y og z . Disse komponentene avhenger av en horisontal gjennomsnittsvindhastighet $\bar{U}(x, y, z)$ med orientering i vindretningen x , og de fluktuerende komponentene $u(x, y, z, t)$, $v(x, y, z, t)$ og $w(x, y, z, t)$ i henholdsvis x -, y - og z -retning. Dette gir følgende:

$$\begin{aligned}U(x, y, z, t) &= \bar{U}(x, y, z) + u(x, y, z, t) \\V(x, y, z, t) &= v(x, y, z, t) \\W(x, y, z, t) &= w(x, y, z, t)\end{aligned}\tag{C.1}$$

Ettersom det antas vindretning vinkelrett på bruene defineres koordinatsystemet for de videre beregninger som følger:

- Vindretningen x vinkelrett på brubanen
- y i bruas lengderetning
- z i vertikal retning.

Gjennomsnittsvindhastigheten kan antas å variere logaritmisk med høyden z for nøytrale atmosfæriske forhold [47]. I tillegg vil den være avhengig av ruheten til terrenget. De fluktuerende komponentene fra turbulens rundt gjennomsnittsvindhastigheten varierer med sted x , y , høyden z og tiden t . Disse defineres med en middelerverdi lik 0, og et standardavvik $\sigma_n(x, y, z, t)$ der $n = u, v$ eller w .

Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster betrakter dynamisk respons grunnet turbulens i vindretningen som kan gi dynamisk forsterkning med

en fundamental vibrasjonsmode. EC1 del 4-1 betrakter dermed et forenklet vindfelt med gjennomsnittsvindhastigheten i vindretningen, definerer ved $v(z)$ i Eurokoden, som varierer med høyden z , og en turbulenskomponent i vindretning som uttrykkes ved standardavviket σ_v .

Referansehøyder

På Gjemnessundbrua monteres anemometerkonstruksjonen på en hengestang ved midten av brua i en høyde ca. 3 m over kjørebanelinjen. Med bruas seilingshøyde på 43 m og brubanehøyde på ca. 2,5 m, gir dette en tilnærmet totalhøyde på ca. 50 m over havoverflaten. På Bergsøysundbrua monteres anemometerkonstruksjonen på en lysmast i en høyde ca. 5 m over kjørebanelinjen. Dette gir en tilnærmet totalhøyde på ca. 15 m over havoverflaten.

Referansehøyden defineres som høyden over terrengnivå for resultatanten av vindpåvirkningen på betraktet konstruksjonsdel. Av hensyn til anemometerkonstruksjonens begrensede utbredelse i vertikalretning tilnærmes referansehøydene z_e til å være lik totalhøydene over havoverflaten. For beregning av lysmastene på Bergsøysundbrua varierer referansehøyden fra ca. 12 m til 19 m for de ulike seksjonene av masta. Hengestengene på Gjemnessundbrua har varierende lengder. Det defineres ingen referansehøyder for hengestengene til beregninger i denne rapporten, da det ikke gjøres lastberegninger fra vindlast i vindretning på disse. Bakgrunnen for dette er beskrevet i innledningen til kapittel 6.1.

Grunnverdier

I henhold til punkt 3.4 (1), og i overensstemmelse med punkt 4.1.2 (7) i EC1 Del 1-4 [33], har de karakteristiske grunnverdiene av vindhastighet og hastighetstrykk, oppgitt i Eurokoden, en gjennomsnittlig returperiode på 50 år. Basisvindhastighet v_b defineres som en funksjon av vindretning og tid på året ved 10 m over bakkenivå og terrengkategori II. Basisvindhastigheten er gitt ved følgende formel i henhold til punkt NA.4.2.(2)P Merknad 2 i EC1 Del 1-4 [33]:

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times c_{alt} \times c_{prob} \times v_{b,0} \quad (C.2)$$

Referansevindhastigheten $v_{b,0}$ er den karakteristiske middelvindhastigheten over 10 minutter og ved 10 m over bakkenivå for terrengkategori II. For referansevindhastigheten gitt i tabell NA.4(901.1) i EC1 Del 1-4 [33] brukes verdien til kommunen Gjemnes for Gjemnessundbrua. For Bergsøysundbrua er både verdien til kommunen Gjemnes (sørenden) og kommunen Tingvoll (nordenden) aktuelle, men disse gir uansett samme verdi lik 28 m/s. Retningsfaktoren c_{dir} og årstidsfaktoren c_{season} er reduksjonsfaktorer som tar hensyn til reduserte vindhastigheter ved spesifikke retninger og årstider. Disse velges for begge bruene konservativt med anbefalt verdi lik 1,0 etter punkt NA.4.2(2)P Merknad 2 i EC1 Del 1-4 [33]. Nivåfaktoren c_{alt} kan settes lik 1,0 med mindre konstruksjonens høyde over havet overskrider tregrensen i henhold til punkt NA.4.2(2)P(901.1) i EC1 Del 1-4 [33].

c_{prob} er en faktor som benyttes for utregning av vindfeltets karakteristiske egenskaper med returperioder forskjellig fra 50 år, og bestemmes etter følgende uttrykk etter punkt 4.2(2)P Merknad 2 i EC1 Del 1-4 [33]:

$$c_{prob} = \left(\frac{1 - K \times \ln(-\ln(1-p))}{1 - K \times \ln(-\ln(0,98))} \right)^n \quad (C.3)$$

Formfaktoren K og eksponenten n settes henholdsvis lik 0,2 og 0,5 som anbefalt etter punkt NA.4.2.(2)P Merknad 2 i EC1 Del 1-4 [33]. Sannsynligheten for at basisvindhastigheten v_b overskrides årlig er gitt ved p . Det vil si at basisvindhastigheten med X års returperiode utregnes ved å sette p lik $1/X$. Utvalgte verdier av c_{prob} som benyttes i denne rapporten er gitt i tabell C.1.

Tabell C.1: Reduksjonsfaktoren c_{prob} for basisvindhastigheter v_b med ulike returperioder

| Returperiode [år] | Reduksjonsfaktor c_{prob} |
|-------------------|-----------------------------|
| 1 | 0,625 |
| 10 | 0,902 |
| 50 | 1,000 |

Middelvind

Den karakteristiske gjennomsnittsvindhastigheten, stedsvindhastigheten $v_m(z)$, ved høyde z over terrengnivå avhenger av terrengruhet, terrengform og basisvindhastigheten. Denne bestemmes fra følgende uttrykk etter punkt 4.3.1(1) i EC1 Del 1-4 [33]:

$$v_m(z) = c_r(z) \times c_o(z) \times v_b \quad (C.4)$$

Terrengformfaktoren $c_o(z)$ korrigerer stedsvindhastigheten på grunn av åser og forhøyninger i terrenget som medfører at vindhastigheten gjerne blir større nærme bakken. Denne settes lik 1,0 i henhold til punkt 4.3.3(2) i EC1 Del 1-4 [33] ettersom gjennomsnittlig helning av terrenget på lo side av brukonstruksjonene, det vil si vannflaten, er under 3 grader for den vindretningen som betraktes.

Ruhetsfaktoren $c_r(z)$ tar hensyn til den logaritmiske variasjonen av stedsvindhastigheten ved den betraktede konstruksjonen som følge av høyde over terreng, og ruhet av terrenget, på lo side av konstruksjonen i den vindretningen som betraktes. Anbefalt uttrykk for ruhetsfaktoren ved høyden z er gitt ved følgende uttrykk etter punkt 4.3.2(1) i EC1 Del 1-4 [33]:

$$c_r(z) = k_r \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{for } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (C.5)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) \quad \text{for } z \leq z_{min}$$

Terrengruhetsfaktoren k_r beregnes etter følgende uttrykk etter punkt 4.3.2(1) i EC1 Del 1-4 [33]:

$$k_r = 0,19 \times \ln \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} \quad (\text{C.6})$$

der $z_{0,II}$ angir ruhetslengden for terrengkategori ”II”.

Ruhetslengden z_0 angir den høyden hvor vindprofilen til stedsvindhastigheten går mot 0. Maks høyde z_{max} er satt til 200 m etter punkt 4.3.2(1) i EC1 Del 1-4 [33], og angir øvre grense for høyden det angitte vindprofilen kan antas å være gyldig. Minimumshøyden z_{min} er introdusert da det logaritmiske profilet til stedsvindhastigheten har begrenset gyldighet ved terrengnivå, hvor turbulens og retningseffekter vil dominere. Terrengkategori bestemmes i henhold til tabell NA.4.1 i EC1 Del 1-4 [33] som sier følgende:

Terrengkategori 0: Åpent opprørt hav

Terrengkategori I: Kystnær, opprørt sjø, åpne vidder og strandsoner uten trær eller busker

Terrengkategori II: Landområde, område med spredte små bygninger eller trær

Terrengkategori III: Sammenhegnende småhusbebyggelse, industri- eller skogsområder

Terrengkategori IV: Byområde der minst 15 % av arealet er dekket med bygninger og deres gjennomsnittlige høyde overskrider 15 m. Granskogområder

Terrenget ved de to bruene er svært variert, og vil påvirke vinden avhengig av hvilken retning den blåser. Terrenget er preget av fjellsider med skog og spredt bebyggelse, men samtidig er det store vannflater på hver side av bruene. Det kan derfor argumenteres for at terrenget kan falle inn under ulike kategorier avhengig av hvilken retning vinden blåser.

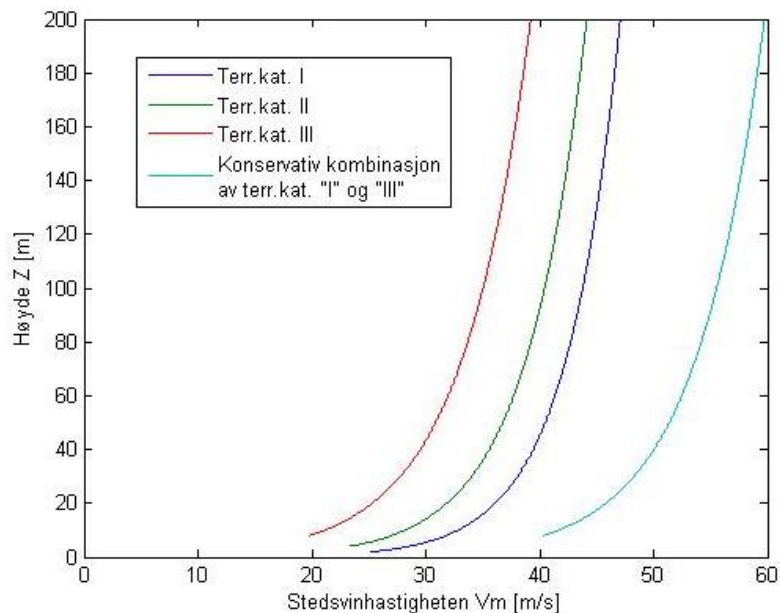
I lastberegningene som gjøres i denne rapporten blir det kun sett på vind midt på bruene med retning vinkelrett på lengderetningen til bruene, ettersom dette vil gi de største lastene for anemometerkonstruksjonen. For dette tilfellet passerer vinden over åpent vann og antas å bli relativt lite forstyrret av omkringliggende terreng. Som en grov forenkling kan terrengkategori ”I” være passende for et slikt vindprofil. For å ta høyde for noe av usikkerheten knyttet til terreng, og forstyrrelser fra virvelavløsning over brubanen, i beregningene tas også terrengkategori ”II” og ”III” med i betraktning.

For å gjøre overslagsberegninger velges det å vurdere hvilken terrengkategori som gir de mest konservative resultatene, som følge av ruhetslengden z_0 , ved hver beregning som betraktes. En lav terrengkategori gir høyere verdi av leddet $\ln(z/z_0)$ i uttrykk (C.5), mens terrengruhetsfaktoren k_r i uttrykk (C.6) synker ved lavere terrengkategori. anbefalte verdier for ruhetslengden z_0 og minimumshøyden z_{min} er gitt i tabell C.2 i henhold til tabell NA.4.1 i EC1 Del 1-4 [33].

Tabell C.2: Ruhetslengde og minimumshøyde for ulike terrengkategorier

| Terrengkategori | Ruhetslengde z_0 [m] | Minimumshøyde z_{min} [m] |
|-----------------|------------------------|-----------------------------|
| I | 0,01 | 2 |
| II | 0,05 | 4 |
| III | 0,3 | 8 |

Ved utregning av stedsvindhastigheten til lastberegningene velges det konservativt å benytte terrengkategori "I", kontra "II" og "III", for beregning av leddet $\ln(z/z_0)$ ved alle høyder når $z_{min} \leq z \leq z_{max}$. Samtidig velges det også konservativt å beregne k_r for kategori "III". Figur C.1 viser at dette er en svært konservativ betraktning sammenlignet med stedsvindhastigheten beregnet isolert for terrengkategori "I", "II" eller "III".



Figur C.1: Plot av stedsvindhastigheten $v_m(z)$ som funksjon av høyden z for begge bruene. Stedsvindhastigheten er plottet for terrengkategori "I", "II" og "III", samt for den konservative kombinasjonen av "I" og "III" som er benyttet til lastberegningene

Vindturbulens

Standardavviket σ_v av momentanvindhastigheten i vindretningen bestemmes ved følgende uttrykk etter punkt 4.4(1) i EC1 Del 1-4 [33]:

$$\sigma_v = k_r \times v_b \times k_l \quad (\text{C.7})$$

Turbulensfaktoren k_l velges med anbefalt verdi lik 1,0 i henhold til punkt 4.4(1) i EC1 Del 1-4 [33]. Ved lastberegning vil det være konservativt å benytte terrengkategori "III", kontra "I" og "II", ved beregning av standardavviket av momentanvindhastigheten i vindretningen ved alle høyder når $z_{min} \leq z \leq z_{max}$.

Turbulensintensiteten $I_v(z)$ i vindretningen ved høyden z defineres ved følgende uttrykk etter punkt 4.4(1) i EC1 Del 1-4 [33]:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_l}{c_o(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{for } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (\text{C.8})$$

$$I_v(z) = I_v(z_{min}) \quad \text{for } z \leq z_{min}$$

Vindkasthastighetstrykk

Vindkasthastighetstrykket $q_{tot}(z,t)$ ved høyden z består av trykkbidrag fra gjennomsnittsvindhastigheten $\bar{U}(z)$, og turbulenskomponenten $u(z,t)$, i vindretning [10]:

$$q_{tot}(z,t) = \frac{1}{2} \rho (\bar{U}(z) + u(z,t))^2 = \frac{1}{2} \rho \bar{U}(z)^2 \left(1 + \frac{2u(z,t)}{\bar{U}(z)} + \left(\frac{u(z,t)}{\bar{U}(z)} \right)^2 \right) \quad (\text{C.9})$$

der ρ er luftens densitet. Dette kan tilnærmes ved å anta at det siste bidraget i parentesen er forsvinnende lite:

$$q_{tot}(z,t) \approx \frac{1}{2} \rho \bar{U}(z)^2 \left(1 + \frac{2u(z,t)}{\bar{U}(z)} \right) = \bar{q}(z) + q(t) \quad (\text{C.10})$$

Maksimalverdien til en stokastisk variabel $X(t)$ kan angis som følger for bredbåndprosesser [10]:

$$X(t) = \bar{x} + x(t) \rightarrow X_{max} = \bar{x} + k_p \sigma_x \quad (\text{C.11})$$

der toppverdifaktoren k_p relaterer standardavviket til største kortvarige hastighetsfluktusjon ved linearisering. Maksimalt vindkasthastighetstrykk $q_{max}(z)$ kan dermed uttrykkes som følger [10]:

$$q_{max}(z) = \frac{1}{2} \rho \bar{U}(z)^2 + k_p \rho \bar{U}(z) \sigma_u \quad (\text{C.12})$$

Ved å benytte en toppverdifaktor k_p lik 3,5 som anbefalt i henhold til punkt 4.5(1) i EC1 Del 1-4 [33] gir (C.12) følgende uttrykk for karakteristisk vindkasthastighetstrykk ved notasjonen som benyttes i EC1 Del 1-4 [33]:

$$q_p(z) = [1 + 7 \times I_v(z)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m(z)^2 \quad (\text{C.13})$$

I henhold til punkt 4.5(1) i EC1 Del 1-4 [33] benyttes anbefalt verdi for luftens densitet ρ lik $1,25 \text{ kg/m}^3$.

Vindfeltets turbulensegenskaper

Korttids stasjonære vindforhold kan uttrykkes ved spektraltetthetsfunksjoner som beskriver ettpunkts turbulensspekter. Disse beskriver frekvensinnholdet av vindhastighetens fluktuerende komponenter i de tre ortogonale retningene, u , v og w . Det er utviklet mange ulike modeller av slike spektraltetthetsfunksjoner. Disse er empiriske og basert på fullskala målinger.

I de videre beregninger blir Kaimal spektraltetthetsfunksjonene benyttet til å vurdere hvor utsatt de ulike konstruksjonsdelene som betraktes er for resonanssvingninger. Kaimal modellen er kalibrert fra vinddata på flatt uniformt landskap fra eksperimenter gjort ved Air Force Cambridge Research Laboratories i Kansas, USA i 1968 [48]. Spektrumet anbefales av blant annet Eurokode 1 og Statens Vegvesens Håndbok 185 Bruprosjektering.

Kaimal spektraltetthetsfunksjonene uttrykkes som følger [10, 49]:

$$\frac{f \times S_n(f)}{\sigma_n^2} = \frac{A_n \times f \times {}^x L_n / \bar{U}}{(1 + 1,5 A_n \times f \times {}^x L_n / \bar{U})^{\frac{5}{3}}} \quad \text{hvor } n = u, v, w \quad (\text{C.14})$$

der ${}^x L_n$ er integral lengdeskala av turbulenskomponenten n , og beskriver hvordan denne komponenten korrelerer i vindretningen x . Verdiene $A_u = 6,8$ og $A_v = A_w = 9,4$ kan benyttes med mindre fullskala målinger indikerer noe annet [10, 49].

Det anbefales å benytte følgende uttrykk for integral lengdeskala ${}^x L_u$ for høyder z under 200 m i kombinasjon med Kaimal spektraltetthetsfunksjonen $S_u(f)$ [10, 49]:

$${}^x L_u(z) = \begin{cases} L_1 \left(\frac{z}{z_1} \right)^{0,3} & ; \quad z > z_{min} \\ L_1 \left(\frac{z_{min}}{z_1} \right)^{0,3} & ; \quad z \leq z_{min} \end{cases} \quad (\text{C.15})$$

der L_1 er en referanselengdeskala lik 100 m og z_1 er en referansehøyde lik 10 m.

Følgende tilnærming kan gjøres av de romlige turbulente lengdeskalaene for tilnærmet homogene strømningsforhold under 200 m, og ikke relativt nærme bakkenivå [10, 49]:

$$\begin{Bmatrix} {}^y L_u \\ {}^z L_u \\ {}^x L_v \\ {}^y L_v \\ {}^z L_v \\ {}^x L_w \\ {}^y L_w \\ {}^z L_w \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1/3 \\ 1/5 \\ 1/4 \\ 1/4 \\ 1/12 \\ 1/12 \\ 1/18 \\ 1/18 \end{Bmatrix} {}^x L_u \quad (\text{C.16})$$

Videre kan følgende tilnærming gjøres for de romlige turbulensintensitetene ved samme forhold [10, 49]:

$$\begin{Bmatrix} I_v \\ I_w \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 3/4 \\ 1/2 \end{Bmatrix} I_u \quad (\text{C.17})$$

der I_u er gitt ved uttrykk (C.8) med notasjonen I_v .

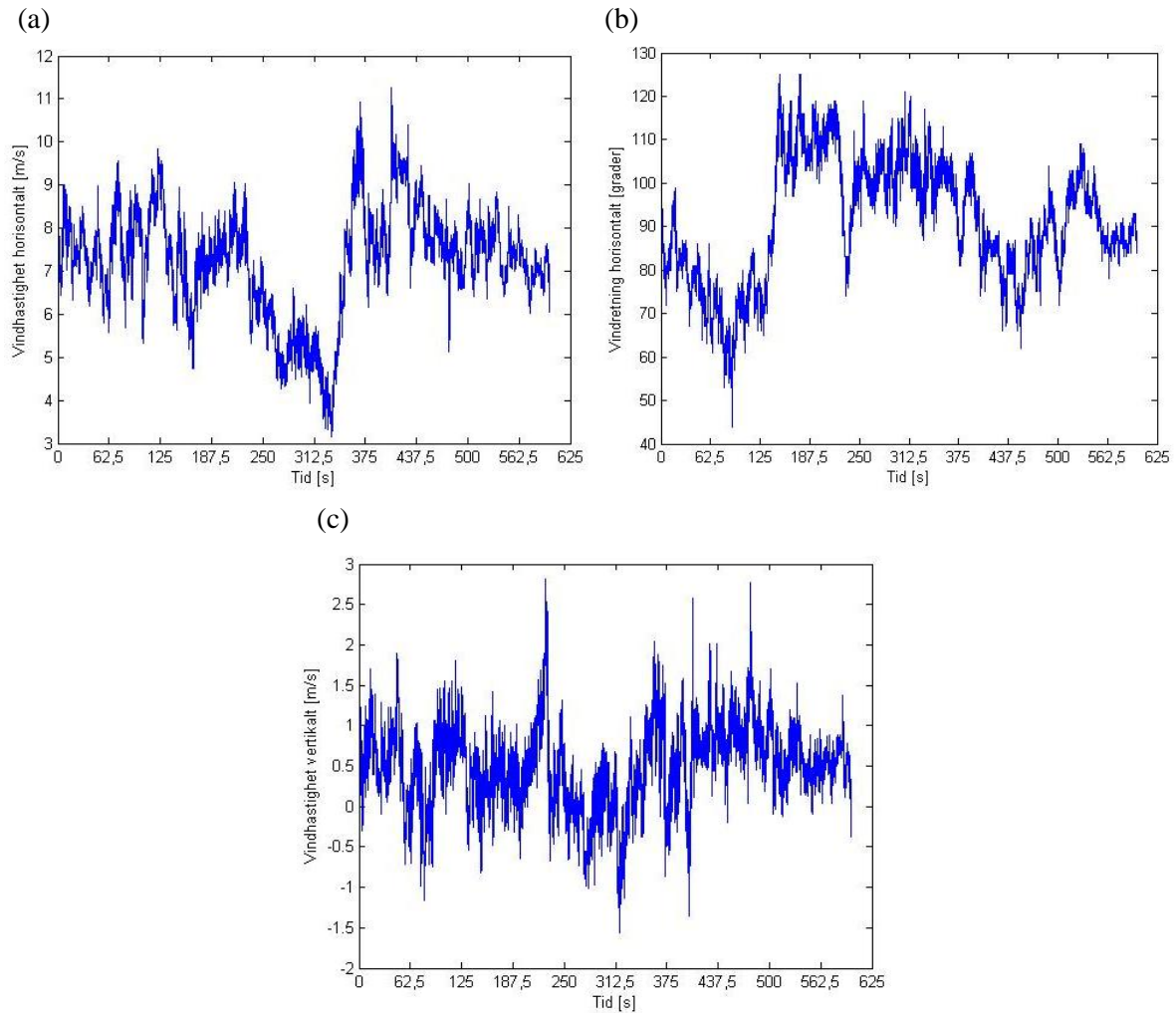
Kaimal spektraltetthetsfunksjoner er uttrykt blant annet ved integral lengdeskala av vindhastighetsprosessen. De romlige turbulensegenskapene avhenger sterkt av terrenget. Generelt bør derfor de romlige turbulensegenskapene estimeres basert på fullskala målinger ved det aktuelle stedet, ettersom faktisk integral lengdeskala av vindhastighetsprosessen kan være sterkt avvikende fra lengdeskalaen til modellen.

For å kontrollere at Kaimal spektraltetthetsfunksjonene, med tilhørende turbulensegenskaper, gir en god representasjon av vindforholdene ved anemometrene, er de sammenlignet med en tidsserie over 10 minutter av vindhastigheter som ble målt av anemometeret på Gjemnessundbrua 15.05.2013 fra kl. 16.40 til 16.50. Målingene ble gjort med en digitaliseringsfrekvens på 32 Hz. Tidsseriene for horisontal vindhastighet, horisontal vindretning og vertikal vindhastighet er vist på figur C.2.

Gjennomsnittsverdiene for tidsseriene er beregnet til følgende verdier:

- Horisontal vindhastighet lik 7,2 m/s
- Horisontal vindretning lik 91,3 grader
- Vertikal vindhastighet lik 0,50 m/s

Som forventet er den horisontale hastighetskomponenten klart størst, og den vertikale hastighetskomponenten har en gjennomsnittsverdi tilnærmet lik 0. Basert på disse resultatene er det rimelig å anta at vindretningen er horisontalt vinkelrett på anemometerbrakettenes lengderetning, uten vektorkomponent i vertikalretning. Koordinatsystemet kan dermed defineres som ved uttrykk (C.1). Det vurderes kun som relevant å studere u og w , ettersom v vil virke i lengderetning av anemometerbraketten.

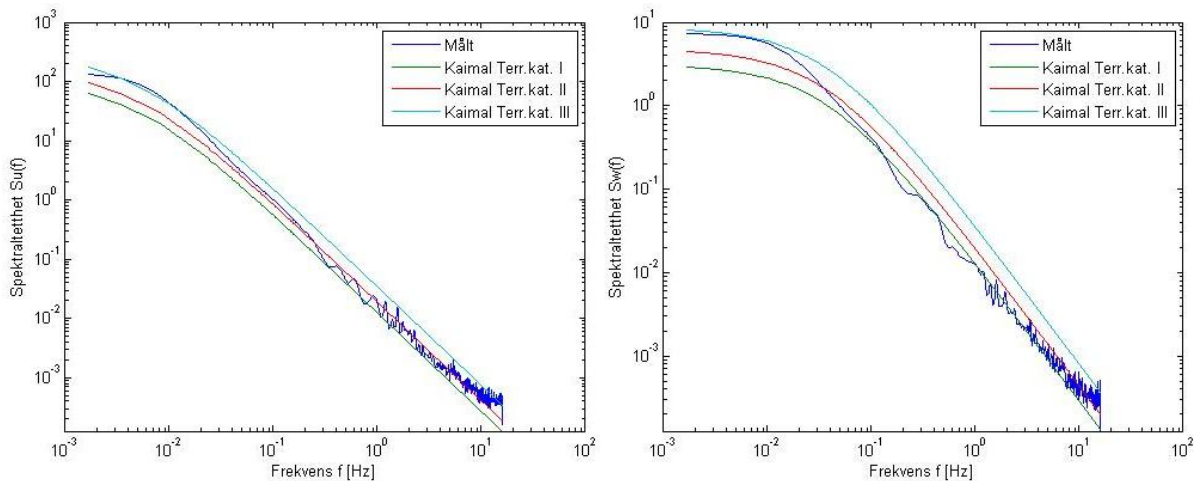


Figur C.2: Tidsserier av vindmålinger på Gjemnessundbrua 15.05.2013 kl. 16.40-16.50. (a) Horisontal vindhastighet (b) Retning av horisontal vindkomponent (c) Vertikal vindhastighet

Uttrykk (C.14) omformuleres som følger:

$$S_n(f) = \frac{\sigma_n^2 \times A_n \times f^{\alpha} L_n / V}{(1 + 1,5 A_n \times f^{\alpha} L_n / V)^{\frac{5}{3}}} \quad \text{hvor } n = u, v, w \quad (\text{C.18})$$

og stedsmiddelvindhastigheten V settes lik $7,2 \text{ m/s}^2$, tilsvarende målingene av gjennomsnittlig horisontal vindhastighet. Dermed kan Kaimal spektraltetthetsfunksjonene for turbulenskomponent u og w sammenlignes med spektraltetthetsfunksjoner av vindmålingene, i henholdsvis horisontal og vertikal retning fremstilt ved Burgs metode med en orden 200. Kaimal spektraltetthetsfunksjonene beregnes for terrengkategori "I", "II" og "III". Resultatet er vist i figur C.2 for frekvensdomenet 0 til 16 Hz (Nyquistfrekvensen av vindmålingene).

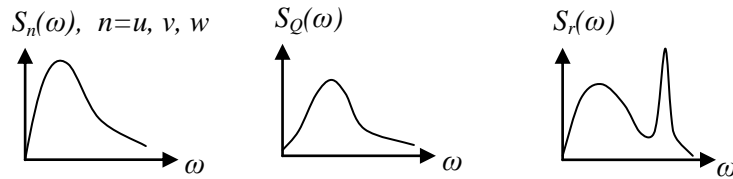


Figur C.3: Kaimal spektral tetthetsfunksjonene $S_u(f)$ (t.v.) og $S_w(f)$ (t.h.) for ulike terrengkategorier sammenlignet med vindmålinger på Gjernessundbrua

Figur C.3 viser at kun Kaimal spektral tetthetsfunksjonene med terrengkategori "III", ligger over spektral tettheten til vindmålingene i hele det angitte frekvensdomenet for både turbulenskomponent u og w . Spektral tettheten for det målte vindfeltet ligger mellom Kaimal spektral tettheten for terrengkategori "II" og "III" for turbulenskomponent u . Dette er en høyere terrengkategori enn hva som i utgangspunktet kan forventes for det betraktede stedet. Den målte vindretningen på 91,3 grader indikerer vind vinkelrett på brubanen fra nordvest. Dette medfører at vinden passerer brukonstruksjonen på tvers før den treffer anemometeret, og vil sannsynligvis føre til økte forstyrrelser i vindfeltet ved anemometeret. Dette underbygger den konservative antagelsen, diskutert tidligere i dette kapittelet, om å ta hensyn til terrengkategori "III" for turbulens egenskapene ved lastberegningene som gjøres i denne rapporten.

C.2 Resonansbetraktning for anemometerkonstruksjon påkjent av vindturbulens

Vindlastspektre kan beregnes ved å multiplisere vindhastighetsspektrumet med aerodynamiske admittansfunksjoner, se figur C.4. Disse transformerer vindhastighetskomponentene til vindindusert trykk, og tar hensyn til at disse ikke korrelerer fullstendig over konstruksjonsflatene. Resonansspektre kan så beregnes ved å multiplisere dette vindlastspektrumet med mekaniske admittansfunksjoner som avhenger av stivhet, masse og demping av konstruksjonen [10], se figur C.4.



Figur C.4: Representasjon av turbulenskomponent n , last Q og responsen r i frekvensdomenet

Responsspektrumet kan deles inn i to deler, bakgrunnsdelen og resonansdelen. Bakgrunnsdelen vil representere den totale responsen fra turbulent vind før resonansdelen ved første vibrasjonsmode. Denne delen av responsen kan derfor betraktes som kvasi-statisk. Resonansdelen gir en topp på responsspektrumet som skyldes at turbulensen er i resonans med en av egenfrekvensene til konstruksjonen, se figur C.4. Det er vindspekterets ”energi” i resonansdelene av responsspektrumet som betraktes i etterfølgende beregninger.

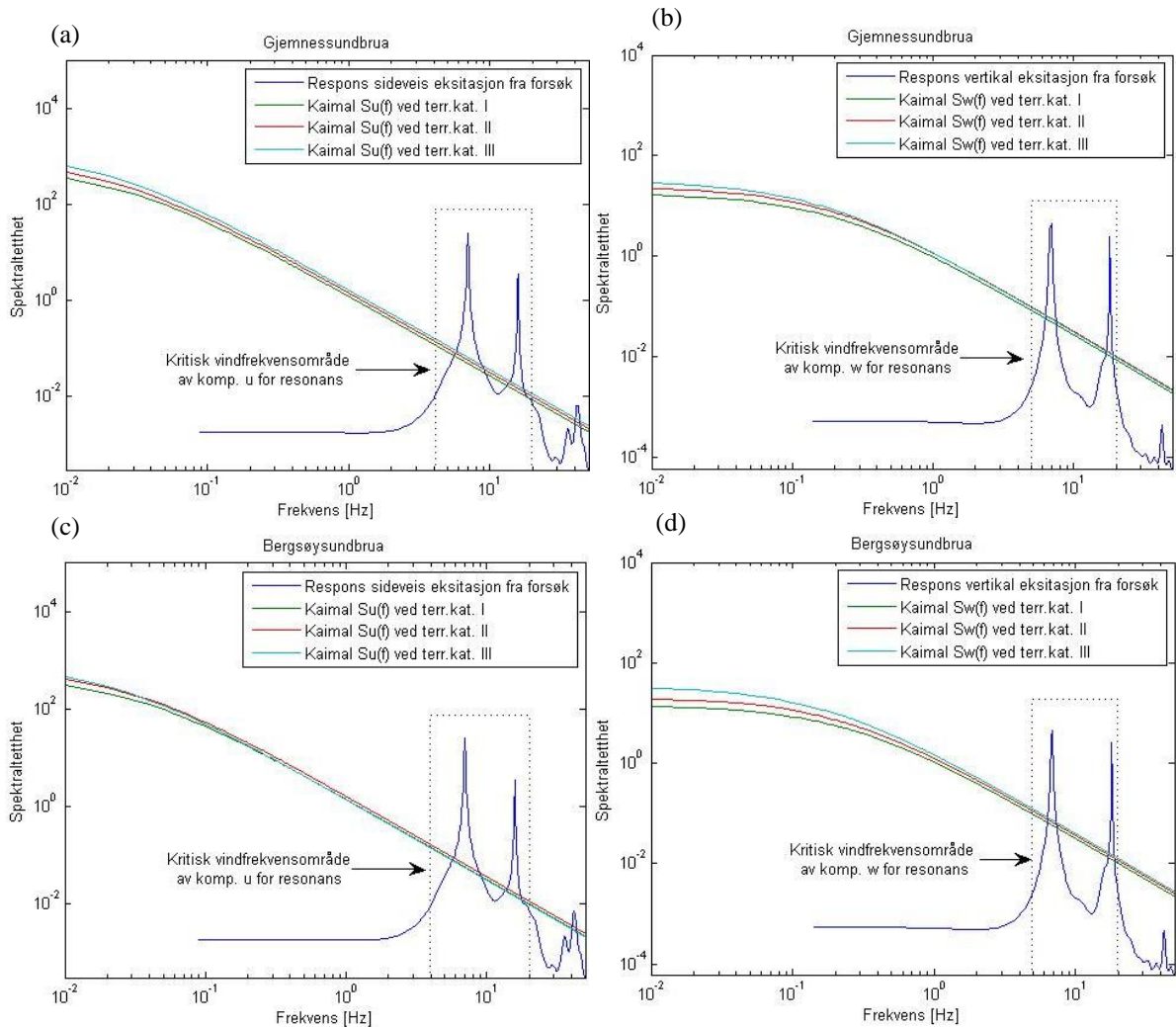
For å vurdere muligheten for at det skal oppstå respons fra resonans på anemometerkonstruksjonen fra vindturbulens gjøres det en enkel energibetraktning. Det beregnes hvor stor del av vindspektrumet som ligger i området som kan gi resonans. Videre beregnes andelen dette området utgjør av det totale vindspektrumet.

Spektraltettheter estimert ved Burgs metode med orden 30, av responsen fra forsøkene i kapittel 5.4, er vist på figur C.5. Disse viser at resonansdelen av responsen begynner å bygge seg opp ved ca. 4 og 5 Hz for henholdsvis mode A1 (vibrasjon sideveis) og A2 (vibrasjon vertikalt). Området som forenkles til å kunne gi resonans beregnes fra og med starten av resonansdelen ved første fundamentale svingeform i samme retning som betraktet turbulenskomponent. Dette vil dermed si ved henholdsvis 4 og 5 Hz for turbulenskomponent u og w .

Figur C.5 viser at vibrasjonsmode A5 og A6 (se figur 5.7) vil ligge godt over 40 Hz, og det antas at vinden ikke vil ha betydelig energiinnhold ved så høye frekvenser til å kunne gi relevant respons. Figur C.5 viser videre at resonansdelen av responsen rundt mode A3 og A4 avsluttes ved ca. 20 Hz i begge tilfeller. Etersom resonansdelen for mode A5 og A6 neglisjeres, og neste egenfrekvens etter dette vil være nærmere 150 Hz, antas det kritiske området for resonans å være avgrenset ved ca. 20 Hz for både turbulenskomponent u og w . Figur C.5 viser forøvrig at det vil være svært konservativt å anta hele dette området som kritisk for resonans, ettersom et større område mellom de to resonanstoppene vil få dynamisk forsterkning i langt mindre grad enn ved toppene.

Beregningene gjøres for både Gjemnessundbrua og Bergsøysundbrua for de ulike terrengkategoriene ”I”, ”II” og ”III”, og for karakteristisk basisvindhastighet v_b med 1, 10 og 50 års returperiode.

Prinsippet for beregningene er vist på figur C.5 for vindhastighet lik den karakteristiske basisvindhastigheten med 50 år returperiode. Her er de definerte kritiske områdene av vindfrekvenser for resonans av anemometerkonstruksjonen markert.



Figur C.5: Kritisk vindfrekvensområde av Kaimal spektralitetthetsfunksjonene for resonans av anemometerkonstruksjon ved karakteristisk basisvindhastighet med 50 års returperiode. De ulike figurene angir spektralitetthetsfunksjoner for følgende turbulenskomponent for Gjemnessundbrua: (a) Horisontal, $u(t)$ (b) Vertikal, $w(t)$. Og for bergsøysundbrua: (c) Horisontal, $u(t)$ (d) Vertikal, $w(t)$

Kaimal spektralitetthetsfunksjon integreres i de ulike tilfellene for det definerte kritiske frekvensområdet for det betraktete tilfellet. Dette integralet kan heretter kalles $I_{kritisk}$. Deretter integreres den samme spektralitetthetsfunksjonen fra 0 og opp til slutten av det definerte kritiske frekvensområdet. Dette integralet kan så kalles I_{totalt} . Kaimal spektralitetthetsfunksjon vil egentlig forløpe asymptotisk uendelig langt videre, men det antas at spektralitettheten av vindfrekvensene som i praksis vil opptre over 20 Hz vil ha minimal betydning. Det vil dessuten være en konservativ tilnærming for beregningen å avgrense det totale vindspekteret slik. Andelen av frekvensinnholdet som ligger i resonanskritisk område beregnes så ved å dele $I_{kritisk}$ på I_{totalt} . Resultatene for dette området gitt i prosent er vist i tabell C.3 for Gjemnessundbrua og C.4 for Bergsøysundbrua.

Tabell C.3: Resultater Gjemnessundbrua av resonanskritisk område. Alle verdier gitt i prosent

| Returperiode kar. basisvindhastighet [år] | Terrengkategori I | | Terrengkategori II | | Terrengkategori III | |
|---|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| | Turbulens-komp. u | Turbulens-komp. w | Turbulens-komp. u | Turbulens-komp. w | Turbulens-komp. u | Turbulens-komp. w |
| 1 | 1,6 % | 5,4 % | 1,5 % | 1,2 % | 1,3 % | 4,5 % |
| 10 | 2,1 % | 6,9 % | 1,9 % | 1,5 % | 1,7 % | 5,8 % |
| 50 | 2,2 % | 7,4 % | 2,1 % | 1,6 % | 1,8 % | 6,2 % |

Tabell C.4: Resultater Bergsøysundbrua av resonanskritisk område. Alle verdier gitt i prosent

| Returperiode kar. basisvindhastighet [år] | Terrengkategori I | | Terrengkategori II | | Terrengkategori III | |
|---|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| | Turbulens-komp. u | Turbulens-komp. w | Turbulens-komp. u | Turbulens-komp. w | Turbulens-komp. u | Turbulens-komp. w |
| 1 | 1,9 % | 6,2 % | 1,7 % | 1,3 % | 1,4 % | 4,8 % |
| 10 | 2,4 % | 7,9 % | 2,2 % | 1,7 % | 1,8 % | 6,1 % |
| 50 | 2,5 % | 8,5 % | 2,3 % | 1,8 % | 2,0 % | 6,6 % |

Resultatene fra tabell C.3 og C.4 viser en tendens at resonanskritisk område minker med økende terrengkategori. Dette kan virke noe merkelig, men skyldes trolig at den benyttede integral lengdeskalaen i uttrykk (C.15) ikke tar hensyn til ruhetslengden z_0 . Integral lengdeskala som benyttes i EC1 Del 1-4 punkt B.1(1) [33] tar hensyn til ruhetslengde og ved å erstatte uttrykk (C.15) med denne øker resonanskritisk område med terrengkategori.

Som tabell C.3 og C.4 viser er det en ubetydelig del av vindens spektralinhold som kan gi resonans i vindretningen, det vil si fra turbulenskomponent u . Det vil dermed være rimelig å anta at vindturbulens i vindretningen ikke vil gi betydelig resonans, og at dermed de lokale vibrasjonene på anemometerkonstruksjonen vil oppstå fra bakgrunnsrespons som kan regnes kvasi-statisk.

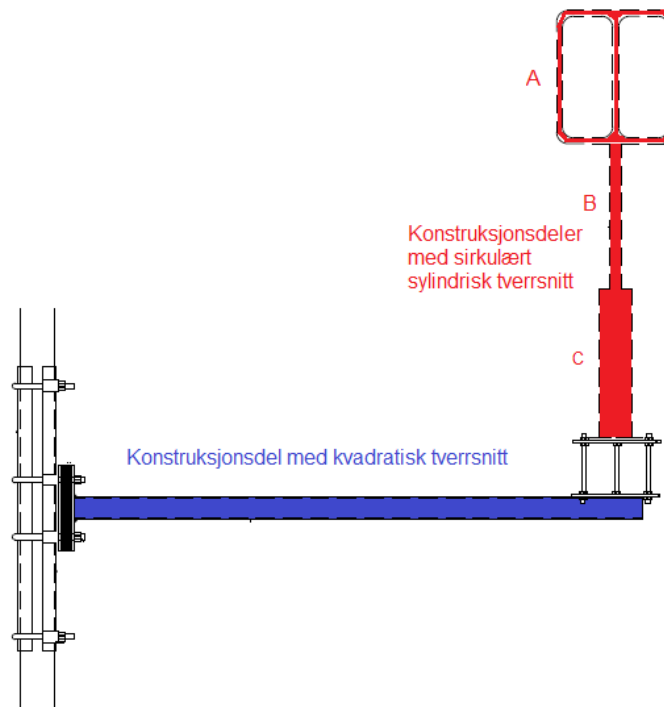
I vertikalretning er det kritiske området noe større. Det verste tilfellet er på 8,5 %, men dette er altså for en basisvindhastighet med 50 års returperiode og verdien synker ved minkende returperiode på den karakteristiske basisvindhastigheten. Det vil dessuten være lite energi i vindfrekvensene som eventuelt gir resonans, slik det fremkommer av spektraltettheten for frekvensene som ligger i resonanskritisk område, se figur C.5. Disse vil antageligvis i hovedsak virke som støy på de lave frekvensene, hvor mesteparten av energien ligger. Det antas dermed at virvelavløsning vil være et større problem for respons i vertikalretning, se kapittel 6.5.

C.3 Beregning av karakteristisk vindlast fra vindturbulens på anemometerkonstruksjon

Lastflater for utregning av vindkrefter

Vindkreftene for konstruksjonen kan utregnes ved bruk av kraftkoeffisienter. Det gjøres en forenklet vurdering for utregning av relevante lastflater hvor vindkreftene virker på anemometerkonstruksjonen. Lastflatene deles inn i følgende to deler; brakettarm med

rektangulært tverrsnitt og konstruksjonsdeler "A", "B" og "C" med sirkulært sylindrisk tverrsnitt. Lastflatene er markert på figur C.6.



Figur C.6: Forenkede lastflater for beregning av vindkrefter på anemometerkonstruksjon [8]

Kraftkoeffisient for konstruksjonsdel med kvadratisk tverrsnitt (brakettarm)

Geometrien til brakettarmen til anemometerkonstruksjonen (se figur C.6), med rektangulært tverrsnitt, som utsettes for vind vinkelrett på en av flatene er gitt i tabell C.5.

Tabell C.5: Geometri for brakettarm med rektangulært tverrsnitt

| | |
|--|----------------------|
| Diameter, d | 0,04 m |
| Bredde, b | 0,04 m |
| Lengde, l | 1,05 m |
| Referanseareal, $A_{ref} = l \times b$ | 0,042 m ² |

Kraftkoeffisienten c_f bestemmes etter følgende uttrykk etter punkt 7.6(1) i EC1 Del 1-4 [33]:

$$c_f = c_{f,0} \times \psi_r \times \psi_\lambda \tag{C.19}$$

Kraftkoeffisienten $c_{f,0}$ for rektangulære tverrsnitt med skarpe hjørner, og uten fri omstrømning ved endene, avhenger av d/b -forholdet, og bestemmes fra figur 7.23 i EC1 Del 1-4 [33] til en verdi lik 2,1.

Reduksjonsfaktoren ψ_r for kvadratiske tverrsnitt med avrundede hjørner velges konservativt lik 1,0. Endeeffekt faktoren ψ_λ for konstruksjonsdeler med fri omstrømning ved endene, tar hensyn til den reduserte motstanden fra konstruksjonsdelen på grunn av vindstrømning rundt endene. Denne faktoren settes konservativt lik 1,0, da denne effekten er begrenset for brakettarmen.

Kraftkoeffisienter for konstruksjonsdeler med sirkulært sylindrisk tverrsnitt (anemometer)

Geometrien til konstruksjonsdelene, A, B og C, av anemometeret med sirkulært sylindrisk tverrsnitt (se figur C.6) er gitt i tabell C.6. Disse verdiene er hentet fra figur 5.5. Lastflate for del A antas forenklet, som figur C.6 viser, ved summen av tre vertikale sylindere av 0,233 m og fire horisontale sylindere av ca. 0,100 m.

Tabell C.6: Geometri for del A, B og C av anemometer med sirkulært sylindrisk tverrsnitt [6]

| | Krone del (A) | Tynn del (B) | Tykk del (C) |
|--|----------------------|----------------------|----------------------|
| Diameter, b | 0,006 m | 0,013 m | 0,057 m |
| Lengde, l | 1,100 m | 0,254 m | 0,263 m |
| Referanseareal, $A_{ref} = l \times b$ | 0,007 m ² | 0,003 m ² | 0,015 m ² |

Trykkoeffisientene for sirkulært sylindrisk tverrsnitt avhenger av Reynolds tallet Re definert ved følgende uttrykk i henhold til punkt 7.9.1(1) i EC1 Del 1-4 [33]:

$$Re = \frac{b \times v(z_e)}{\nu} \quad (C.20)$$

Kinematisk viskositet for luft ν er lik 15×10^{-6} m²/s i henhold til punkt 7.9.1(1) i EC1 Del 1-4 [33]. Toppvindhastigheten $v(z_e)$ ved høyden z_e avhenger av karakteristisk vindkasthastighetstrykk og luftens densitet. Denne bestemmes etter følgende uttrykk i henhold til punkt 7.9.1(4) i EC1 Del 1-4 [33]:

$$v(z_e) = \sqrt{\frac{2 \times q_p(z)}{\rho}} \quad (C.21)$$

Kraftkoeffisienten c_f bestemmes etter følgende uttrykk i henhold til punkt 7.9.2(1) i EC1 Del 1-4 [33]:

$$c_f = c_{f,0} \times \psi_\lambda \quad (C.22)$$

Overflateruhet k for pusset metall er lik 0,002 mm etter tabell 7.13 i EC1 Del 1-4 [33]. Kraftfaktoren $c_{f,0}$ for sirkulære sylindere uten fri omstrømning ved endene avhenger av k/d -forholdet og Reynolds tall, og den bestemmes i henhold til figur 7.28 i EC1 Del 1-4 [33].

Endeeffekt faktoren ψ_λ for konstruksjonsdeler med fri omstrømning ved endene, tar hensyn til den reduserte motstanden fra konstruksjonsdelen på grunn av vindstrømning rundt endene. Denne faktoren settes konservativt lik 1,0 da denne effekten er begrenset for alle delene, spesielt del B og C.

Konstruksjonsfaktoren $c_s c_d$

Konstruksjonsfaktoren $c_s c_d$ tar hensyn til at vindpåvirkninger fra vindkasthastighetstrykk på konstruksjonsoverflaten (c_s) ikke vil være fullstendig korrelert, og effekten fra svingninger i konstruksjonen som følge av turbulens (c_d).

Punkt 6.2(1) i EC1 Del 1-4 [33] sier blant annet at konstruksjonsfaktoren $c_s c_d$ settes lik 1,0 for tak- eller fasadeelementer med egenfrekvens over 5 Hz. Størrelsesfaktoren c_s kan uttrykkes ved følgende uttrykk i henhold til punkt 6.3.1(1) i EC1 Del 1-4 [33]:

$$c_s = \frac{1 + 7 \times I_v(z_s) \times \sqrt{B^2}}{1 + 7 \times I_v(z_s)} \quad (\text{C.23})$$

der z_s er referanse høyden. Bakgrunnsfaktoren B^2 tar hensyn til at det ikke vil være full korrelasjon av vindtrykket på konstruksjonens overflate. Grunnet forholdsvis små lastflater på tak- og fasadeelementer settes bakgrunnsfaktoren forenklet lik den konservative verdien 1,0. Dette vil også være tilfellet for anemometerkonstruksjonen som har forholdsvis liten konstruksjonsflate. Dermed blir størrelsesfaktoren c_s lik 1,0.

Den dynamiske faktoren c_d tar hensyn til den økende effekten fra vibrasjoner på grunn av turbulens i resonans med konstruksjonen, og kan uttrykkes ved følgende uttrykk i henhold til punkt 6.3.1(1) i EC1 Del 1-4 [33]:

$$c_d = \frac{1 + 2 \times k_p \times I_v(z_s) \times \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_v(z_s) \times \sqrt{B^2}} \quad (\text{C.24})$$

Resonansresponsfaktoren R^2 tar hensyn til turbulens i resonans med egenfrekvensen. Ved egenfrekvenser over 5 Hz er det svært liten forekomst av resonans fra vindturbulens, ettersom svært lite av energiinnholdet i vinden har så høye frekvenser. En utdypende resonansvurdering fra vindturbulens omkring dette er gitt i vedlegg C.2.

Resonansresponsfaktoren kan derfor tilnærmet settes lik 0, og dermed blir den dynamiske faktoren c_d lik 1,0.

Vindkrefter

Vindkreftene F_w som virker på hver konstruksjonsdel bestemmes fra følgende uttrykk etter punkt 5.3(2) i EC1 Del 1-4 [33]:

$$F_w = c_s c_d \times c_f \times q_p(z_e) \times A_{ref} \quad (C.25)$$

C.4 Beregning av karakteristisk vindlast fra vindturbulens på lysmast ved Bergsøysundbrua

For beregning av vindpåvirkning på lysmast benyttes standarden NS-EN 40-3-1:2013 Lysmaster - Del 3-1: Dimensjonering og verifisering - Spesifikasjon for karakteristiske laster [36]. Denne standarden angir faktorer og laster for beregninger av karakteristiske laster på lysmaster.

Metoden for beregning av vindlast er i hovedsak tilsvarende som angitt i EC1 Del 1-4 [33]. Betegnelsene er ikke identiske, og konstruksjonsfaktorene, c_s og c_d , er tilpasset og forenklet, for lysmaster, med faktorene δ og β .

Vindtrykket i høyden z fra bakkenivå beregnes etter følgende uttrykk i henhold til punkt 5.2.1 i NS-EN 40-3-1 Del 3-1 [36]:

$$q(z) = \delta \times \beta \times f \times c_e(z) \times \frac{\rho}{2} \times v_b^2 \quad (C.26)$$

Faktoren δ tar hensyn til tilsvarende effekt som c_s . Jo større overflate som utsettes for vind, jo mindre er sjansen for fullt trykk som virker over hele flaten. For en lysmast vil den klart dominerende dimensjonen være høyden h . Faktoren δ beregnes dermed etter følgende forenklete uttrykk i henhold til punkt 5.2.3 i NS-EN 40-3-1 Del 3-1 [36]:

$$\delta = 1 - 0,01 \times h \quad (C.27)$$

som gir δ lik 0,93 for høyden h lik 7 m. Faktoren β for dynamisk oppførsel avhenger av den fundamentale egenfrekvensen og dempingen av systemet. Den tar hensyn til dynamisk forsterkning som kan oppstå fra turbulens i vinden. Faktoren β for lysmast i metall bestemmes i henhold til punkt 5.2.4 i NS-EN 40-3-1 Del 3-1 [36] etter følgende uttrykk:

$$\beta = 1,00240 - 0,00500T^4 + 0,05144T^3 - 0,22793T^2 + 0,67262T \quad (C.28)$$

der T er svingeperioden til fundamental egenfrekvens, beregnet i kapittel 5.6.1 til å være lik 0,49 sekunder. Dette gir β lik 1,28. Den dynamiske faktoren c_d beskrevet i EC1 Del 1-4 [33] er kompleks å benytte for lysmaster, og den gir uansett en lavere verdi enn produktet $\beta \times \delta$ [36]. Beregning av β og δ gir dermed en konservativ tilnærming.

Topografifaktoren f tilsvarer terrengformfaktoren $c_o(z)$ ved uttrykk (C.4), og settes også her lik 1,0. Eksponeringskoeffisienten $c_e(z)$ tar hensyn til variasjonen av vindlasttrykket med høyden z over bakken og er gitt ved følgende uttrykk i henhold til punkt 5.2.6 i NS-EN 40-3-1 Del 3-1 [36]:

$$c_e(z) = c_r^2(z) + 7 \times k_r \times c_r(z) \quad (\text{C.29})$$

der $c_r(z)$ gitt i uttrykk (C.5) og k_r er gitt ved uttrykk (C.6).

Formfaktoren c avhenger av tverrsnittsformen, overflateruheten og diameteren til masten og beregnes tilsvarende c_f i uttrykk (C.22). Nå beregnes derimot topphastigheten $v(z)$, for å finne Reynolds tallet, på følgende måte:

$$v(z) = \sqrt{\frac{2 \times q(z)}{\rho \times \delta \times \beta}} \quad (\text{C.30})$$

Formfaktoren c avhenger av Reynolds tallet, og vil variere oppover i masta. Formfaktoren bestemmes fra figur 3 i NS-EN 40-3-1 Del 3-1 [36] for de ulike seksjonene.

For å beregne vindkraften på masten deles den opp i seksjoner, hvor vindbelastningen regnes med referansehøyde ved senter av hver seksjon. Det deles for enkelhets skyld opp i tre seksjoner tilsvarende beskrevet i kapittel 5.6.1. Vindkrefter på armatur neglisjeres.

Horisontal vindkraft F_c for en seksjon ved høyden z på masten beregnes etter følgende uttrykk i henhold til punkt 6.1.1 3 i NS-EN 40-3-1 Del 3-1 [36]:

$$F_c = A_c \times c \times q(z) \quad (\text{C.31})$$

der A_c er projisert areal normalt på vindretningen for en seksjon, altså halve omkretsen av seksjonen ganger høyden. Høyden z settes som høyden over bakkenivå til tyngdepunktet i en seksjon.

C.5 Dempning av referanselysmast

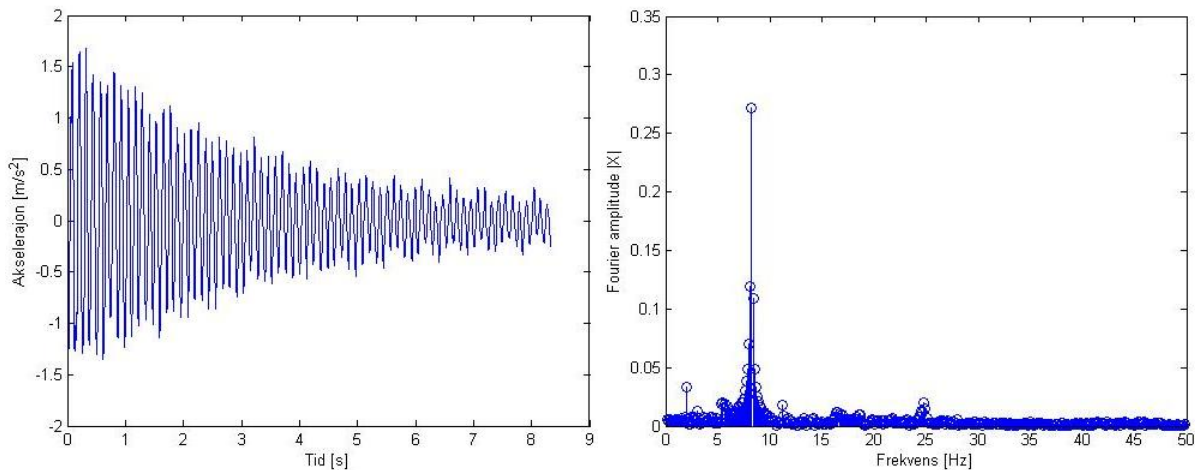
Det ble gjennomført vibrasjonstester av en referanselysmast ved NTNU, med lignende utførelse som lysmastene på Bergsøysundbrua, for å fremskaffe tilnærmede parametre til beregningene av tverrsvingninger induisert av virvelavløsning, se figur C.7.



Figur C.7: Testing av dynamiske egenskaper til referanselysmast på NTNU, som sammenligningsgrunnlag for lysmasten anemometerkonstruksjonen monteres i på Bergsøysundbrua

Lysmasten på figur C.7 viser seg å ha tilnærmet like geometriske egenskaper for de ulike seksjonene som den antatte geometrien for lysmasten på Bergsøysundbrua. Den store forskjellen ligger i at fotplaten i dette tilfellet er montert på et betongfundament istedenfor brukassen i stål.

Det ble festet en Samsung S3 smarttelefon til lysmasten med sølvteip, slik at akselerasjonene kunne måles med applikasjonen "Akselerometer Monitor" på tilsvarende måte som ved laborietestene av anemometerkonstruksjon i kapittel 5.4. Det ble gjort tre testserier av fri vibrasjon som ble eksitert ved å dytte på lysmasten ved toppen av den nederste (tykkeste) seksjonen. Responssignal i tids- og frekvensdomenet for den første testen er vist i figur C.8.



Figur C.8: Signalet fra forsøk 1 av referanselysmast i tids- og frekvensdomenet

Som Fourier amplitudene på bildet til høyre på figur C.8 indikerer, er det en egenfrekvens ved ca. 2,0 Hz og 8,3 Hz. Dette stemmer godt med egenfrekvensene for henholdsvis vibrasjonsmodene L1 og L2, og L5 og L6, identifisert for lysmastmodellen i kapittel 5.6.1. Figuren viser dessuten at vibrasjonsmoden med egenfrekvens 8,3 Hz dominerer. Dette kan sammenlignes med svingeformene til mode L5 og L6 (se figur 5.32), og virker å være en plausibel svingeform på grunn av det store utslaget nede på lysmasten hvor også eksitasjonen ble gjort.

Dempningsegenskapene beregnes ved metoden med logaritmisk dekrement for én-frihetsgradsystemer (se kapittel 4.1.3), der den frie svingningen tilnærmes harmonisk svingning av moden med 8,27 Hz i egenfrekvens. Det logaritmiske dekrementet etter uttrykk (4.12) beregnet for de tre testene er vist i tabell C.7. Det defineres ikke noe standardavvik for testene, da usikkerheten av de målte dekrementene knyttet til tilnærmingene ved metoden er stor i seg selv. Formålet med testen er å gjøre et anslag på dempningsnivået i en slik konstruksjon, da det ikke er funnet noe litteratur på dette. Anslaget gjøres ved å konservativt benytte det laveste logaritmiske dekrementet ved de tre testene.

Tabell C.7: Estimering av logaritmisk dekrement for moden til referanselysmasten med egenfrekvensen til lysmasten på ca. 8,3 Hz

| | Test 1 | Test 2 | Test 3 |
|--------------------------------|--------|--------|--------|
| Logaritmisk dekrement δ | 0,034 | 0,040 | 0,033 |

Det logaritmiske dekrementet for lysmasten antas fra tabell C.7 å være 0,033 for vibrasjonsmoden med egenfrekvens på ca. 8,3 Hz. Dette vil imidlertid kunne være noe overestimert for lysmasten på Bergsøysundbrua, da referanselysmasten er boltet til betongfundament i jord. På den andre siden vil det logaritmiske dekrementet for lavere vibrasjonsmoder normalt sett være høyere. Effektene av disse to tilnærmingene vil altså til en viss grad nulle hverandre ut.

C.5 Beregning av respons av lysmast og hengestengang fra virvelavløsning

Respons fra tverrsvingninger induisert av virvelavløsning rundt lysmasten og hengestengangen anemometerkonstruksjonen monteres i, ved henholdsvis Bergsøysundbrua og Gjemnessundbrua, beregnes ved den tilnærmede metoden beskrevet i kapittel E.1.5.2 i EC1 Del 1-4 [33]. Metoden angir størrelsen på maksimale tverrsvingninger induisert fra virvelavløsning.

Som beskrevet i kapittel 6.5.2 antas det at det vil være mest relevant å studere virvelavløsning i resonans med mode L2 for lysmasten på Bergsøysundbrua. For hengestangen på Gjemnessundbrua betraktes kun den fundamentale vibrasjonsmoden.

Den karakteristiske verdien av maksimal forskyvning i punktet med størst bevegelse er gitt ved følgende uttrykk etter punkt E.1.5.2.1 i EC1 Del 1-4 [33]:

$$\frac{y_{F,max}}{b} = \frac{1}{St^2} \frac{1}{Sc} K \times K_w \times c_{lat} \quad (C.32)$$

Strouhal-tallet St vil i henhold til tabell E.1 i EC1 del 1-4 [33] være lik 0,18 for sirkulært sylindriske tverrsnitt. Scruton-tallet Sc er en stabilitets parameter som uttrykker hvor utsatt konstruksjonen er for vibrasjon. Dette avhenger av konstruksjonens dempning og forholdet mellom konstruksjonens masse og luftens masse. Dette kan beregnes ved følgende uttrykk i henhold til punkt E.1.3.3(1) i EC1 Del 1-4 [33]:

$$S_c = \frac{2 \times \delta_{s,i} \times m_{e,i}}{\rho \times b^2} \quad (C.33)$$

Referansebredden b er bredden av tverrsnittet der det oppstår resonanslignende virvelavløsning, og lufttettheten ρ under forhold som kan gi virvelavløsning og settes lik 1,25 kg/m³ etter punkt E.1.3.3(1) i EC1 Del 1-4 [33].

$\delta_{s,i}$ er det logaritmiske dekrementet for konstruksjonens dempning for en vibrasjonsmode i . For mode L2 til lysmasten på Bergsøysundbrua, settes denne forenklet lik det logaritmiske dekrementet på 0,033, beregnet og diskutert i vedlegg C.5. For skråstagbruer ligger dempningskoeffisienten i området 0,05 % til 0,5 % [37]. Det er imidlertid rimelig å forvente at dempningen til hengestengene i hengebruer ligger noe høyere enn for stag i skråstagbruer, da hengestengene er festet til en fleksibel kabel i toppen. Dette medfører at vibrasjonene lettere vil fordele seg utover i konstruksjonen og dempes ut for en hengestang i en hengebru enn for et mer fastspent stag i en skråstagbru. Det antas derfor at dempningskoeffisienten for hengestangen på Gjemnessundbrua er på ca. 0,5 %, noe som tilsvarer et logaritmisk dekrement lik 0,031 etter uttrykk (4.11).

Ekvivalent masse per lengdeenhet m_e for betraktet egensvingeform i samme retning som virvelavløsningen, bestemmes etter følgende uttrykk i henhold til punkt F.5(3) i EC1 del 1-4 [33]:

$$m_e = \frac{\int_0^l m \times \varphi_1^2(s) ds}{\int_0^l \varphi_1^2(s) ds} \quad (\text{C.34})$$

der φ_1 er svingeformen til den fundamentale vibrasjonsmoden som betraktes og m er fordelt masse. For hengestangen på Gjemnessundbrua er massen konstant lik 19,3 kg/m, og dette blir dermed også den ekvivalente massen. For lysmasten på Bergsøysundbrua er det, som nevnt i kapittel 5.6.1, usikkerheter rundt geometrien. Massen forenkles ved å dele høyden av lysmasten 7,2 m med den totale massen på 54 kg. Ekvivalent masse blir dermed 7,5 kg/m, og antas forenklet for mode L2.

Svingeformfaktoren K bestemmes i henhold til tabell E.5 i EC1 del 1-4 [33] til å være lik 0,13 for mode L2 til lysmasten på Bergsøysundbrua, ettersom denne kan tilnærmes som en utkragerbjelke. For fundamental mode av hengestangen på Gjemnessundbrua, som kan tilnærmes som en fritt opplagt bjelke, er svingeformfaktoren lik 0,10 i henhold til tabell E.5 i EC1 del 1-4 [33].

Faktoren for effektiv korrelasjonslengde K_w bestemmes konservativt til å være lik 1,0 for begge tilfeller, og det antas dermed at virvelavløsningen er fullstendig korrelert over hele konstruksjonshøyden for både betraktet lysmast og hengestang.

Reynolds tallet til lysmasten på Bergsøysundbrua bestemmes etter uttrykk (6.4) til å være lik $9,8 \times 10^3$ for vibrasjonsmode L2. Reynolds tallet for den fundamentale moden til hengestangen på Gjemnessundbrua blir på tilsvarende måte lik $2,45 \times 10^4$. Basisverdien av koeffisienten for tverrkraft $c_{lat,0}$ for sirkulære sylindere blir dermed i begge tilfeller lik 0,7 i henhold til figur E.2 i EC1 Del 1-4 [33]. Videre settes koeffisienten for tverrkraft c_{lat} lik basisverdien av koeffisienten for tverrkraft c_{lat} i begge tilfeller i henhold til tabell E.3 i EC1 Del 1-4 [33].

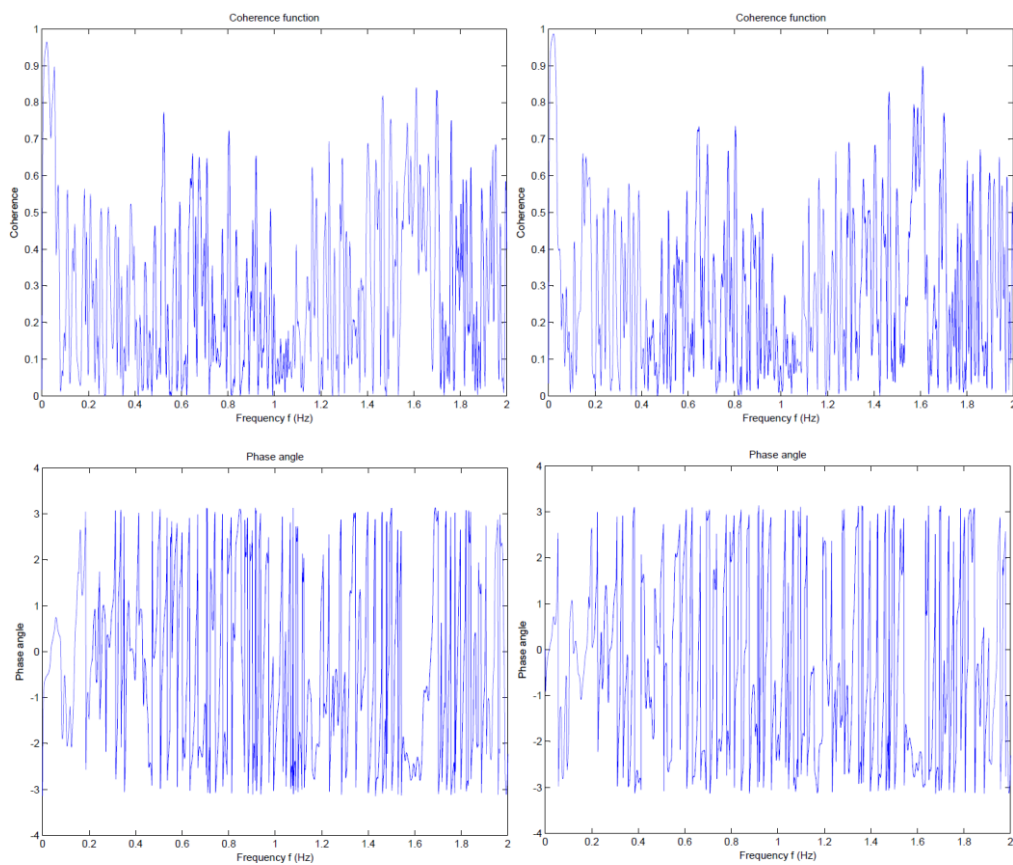
De maksimale forskyvningene er beregnet henholdsvis øverst i lysmasten og midt på hengestangen. Dette justeres til høyden på måleområdet av anemometeret. Høyden fra senterlinje av brakett til senter av måleområdet til anemometeret er 0,779 m, se figur 5.1 og 5.5. Anemometerkonstruksjonen monteres med måleområdet 5,779 m opp i lysmast og 3,133 m opp i hengestang. For å få de faktiske maksimale forskyvningene ved måleområde til anemometerkonstruksjonen antas en formfunksjon for vibrasjonen av henholdsvis lysmasten og hengestangen som følger:

$$\begin{aligned} y_{F,red,mast} &= y_{max} (1 - \cos(z)) \\ y_{F,red,stang} &= y_{max} \sin(z) \end{aligned} \quad (\text{C.35})$$

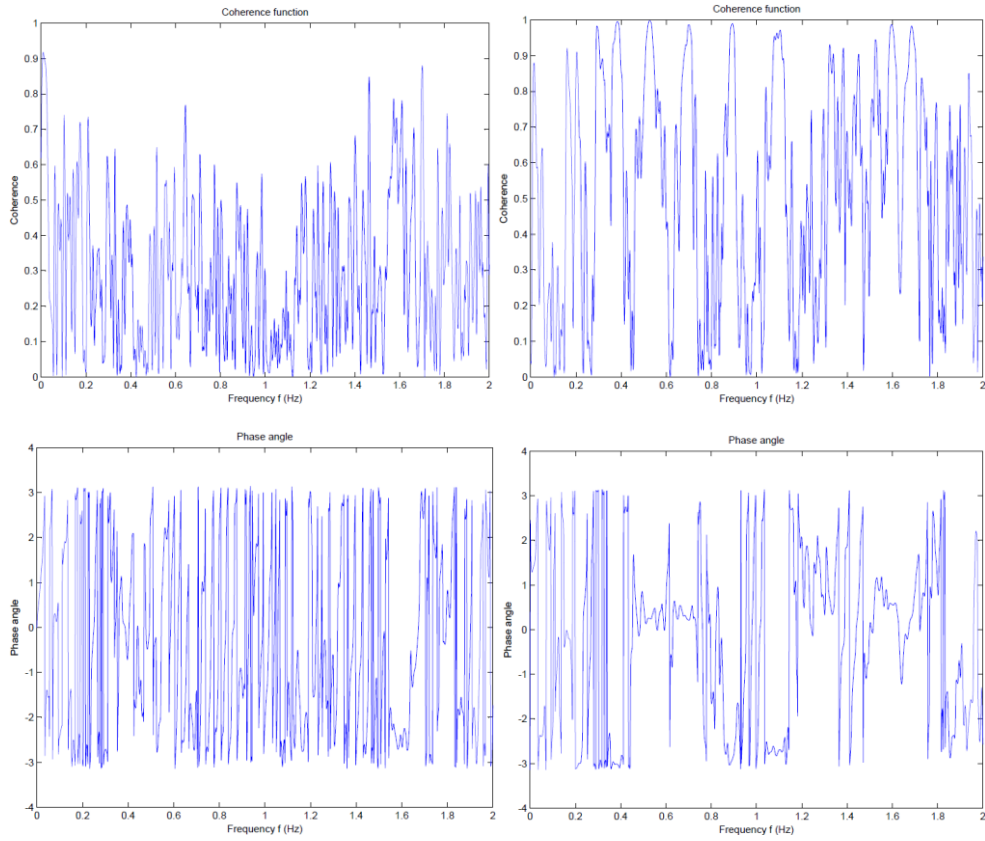
Dette gir faktiske maksimale forskyvninger ved måleområdet på henholdsvis 0,69 og 0,59 for masten og hengestangen.

Vedlegg D: Signalprosessering

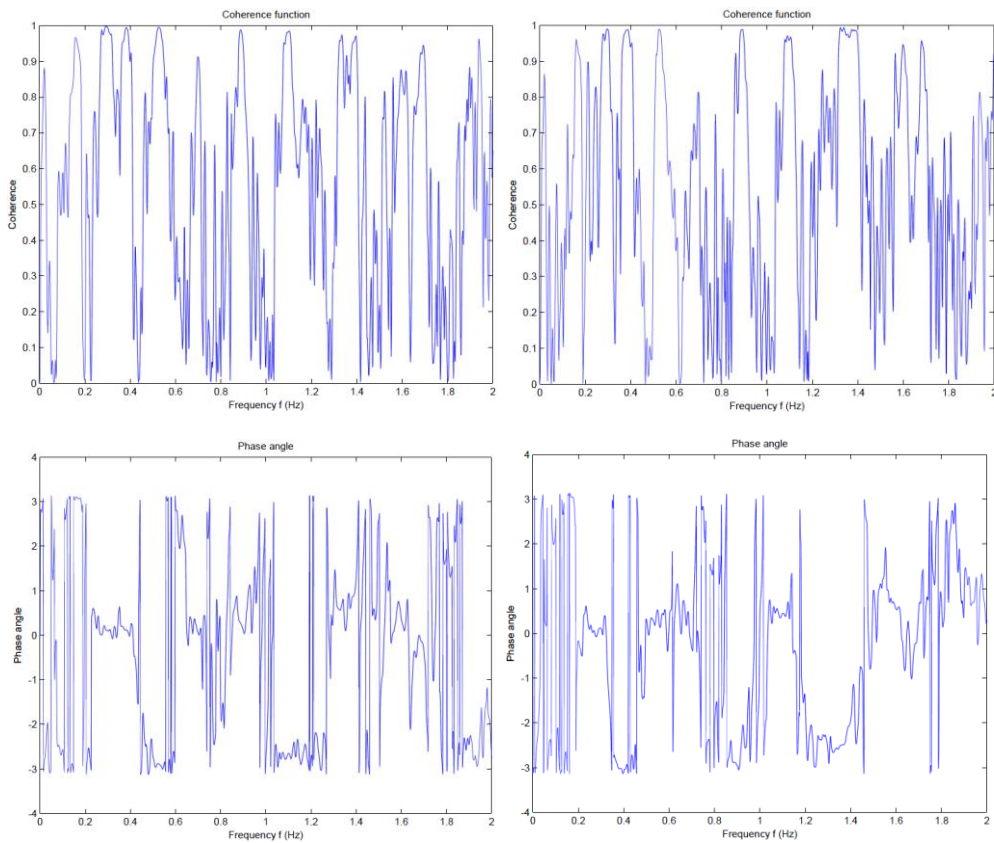
D.1 Koherens og fasevinkel for Sig2G - Gjemnessundbrua



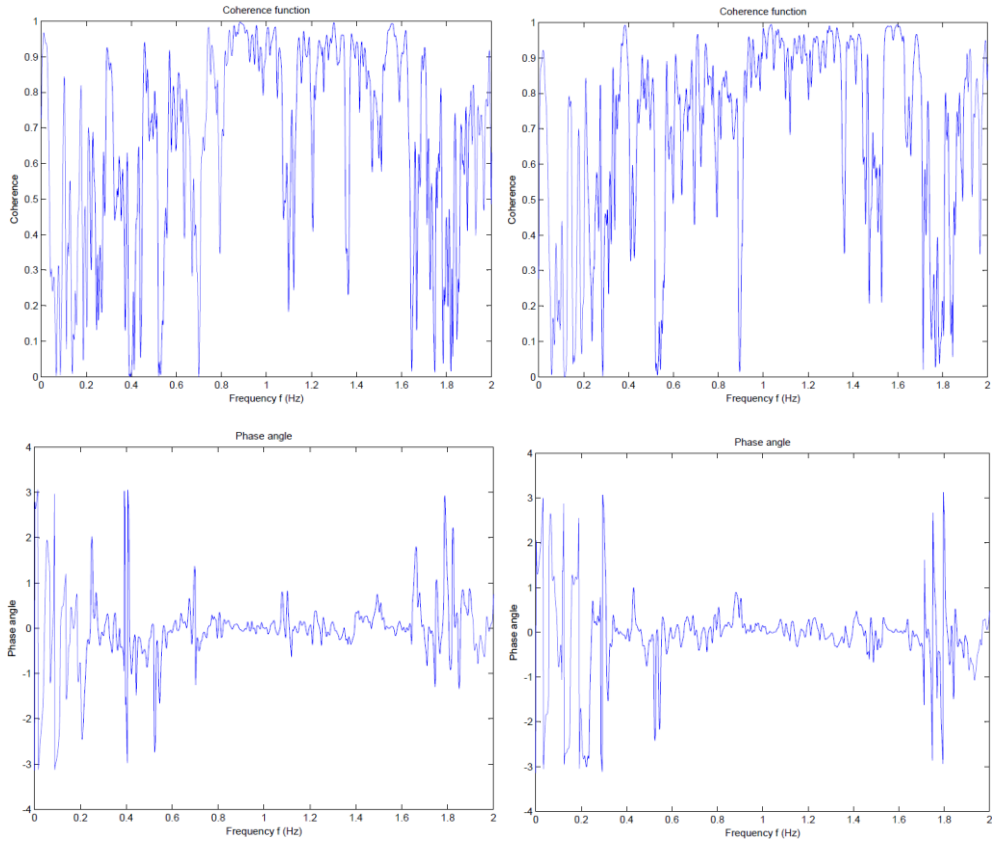
Figur D.1: Koherens og fasefunksjon for (t.v.) G1ey og G3ey (t.h.) G1ey og G4ey



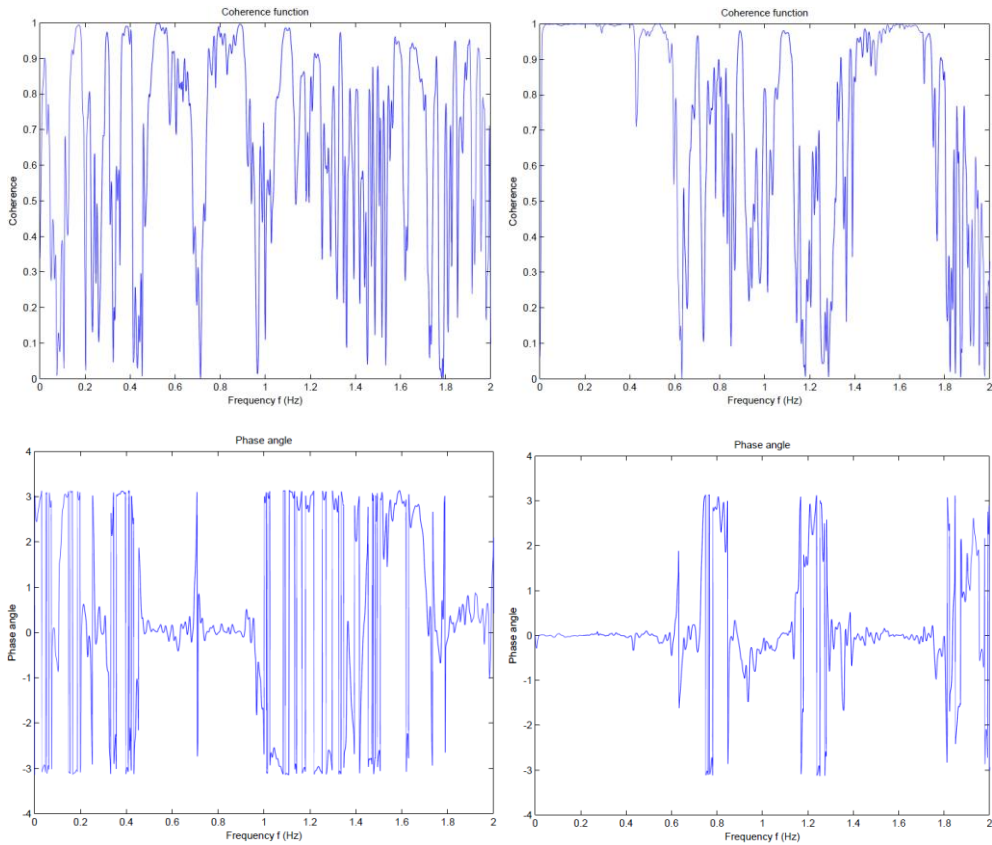
Figur D.2: Koherens og fasefunksjon for (t.v.) G1ey og G6ey (t.h.) G1ez og G4ez



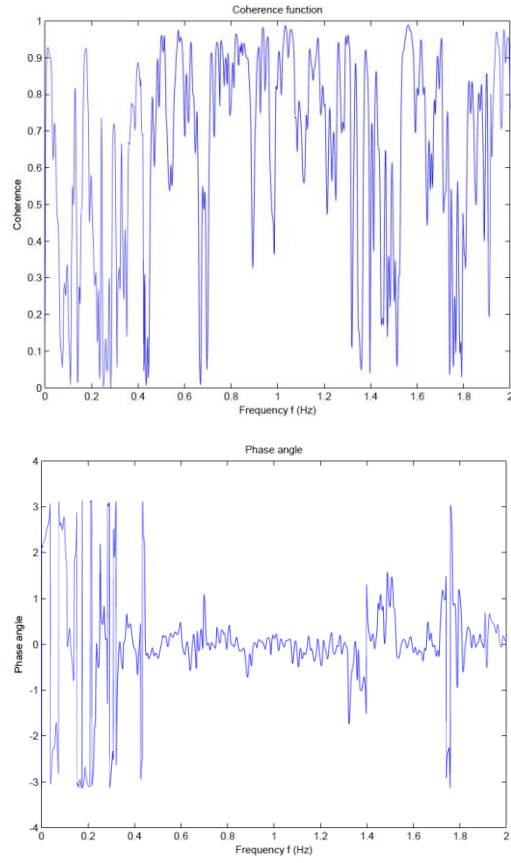
Figur D.3: Koherens og fasefunksjon for (t.v.) G1ez og G6ez (t.h.) G1ez og G7ez



Figur D.4: Koherens og fasefunksjon for (t.v.) G2ey og G6ey (t.h.) G3ez og G5ez

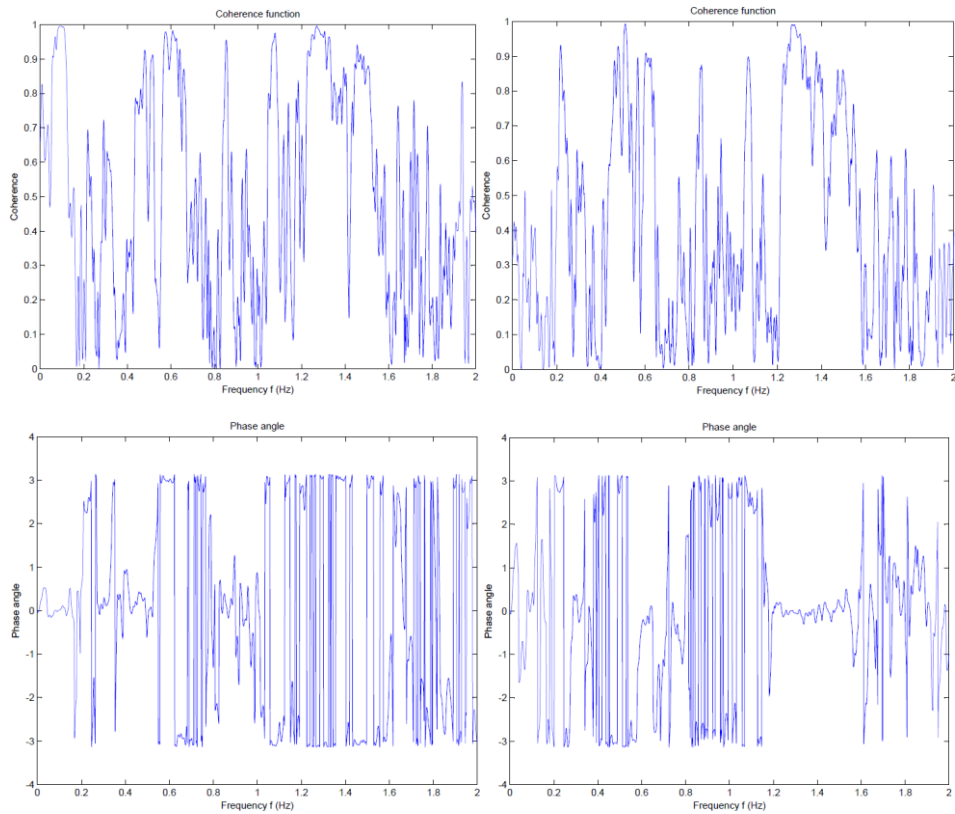


Figur D. 5: Koherens og fasefunksjon for (t.v.) G3ez og G6ez (t.h.) G4ez og G4wz

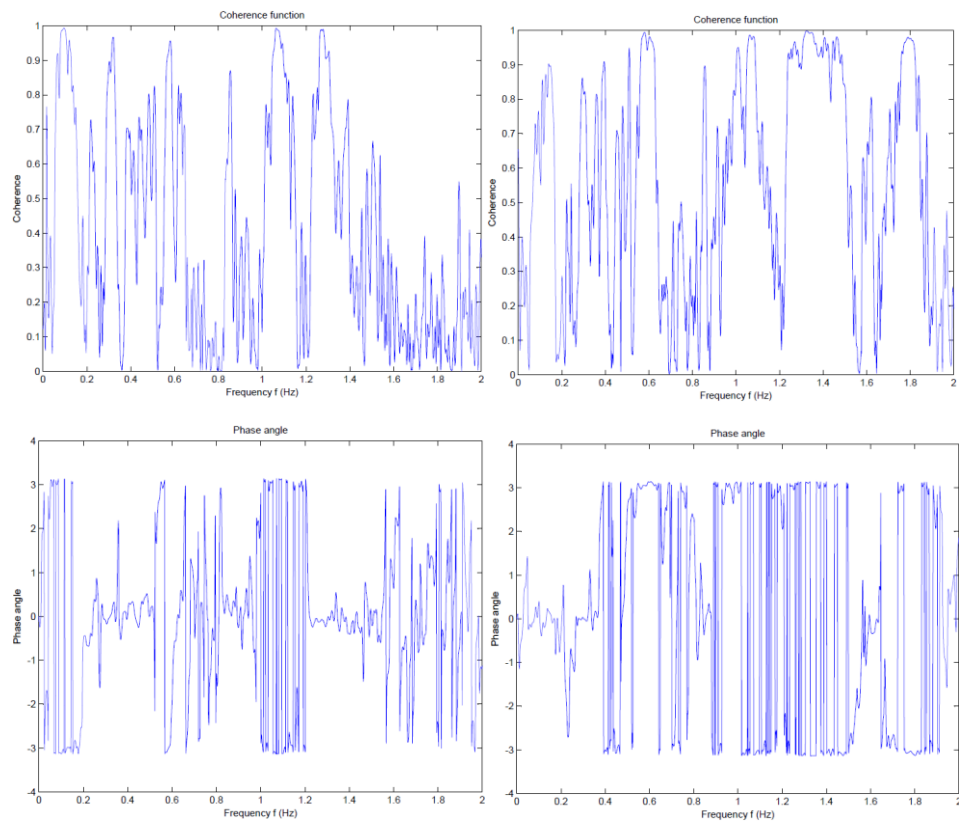


Figur D.6: Koherens og fasefunksjon for G5ey og G7ey

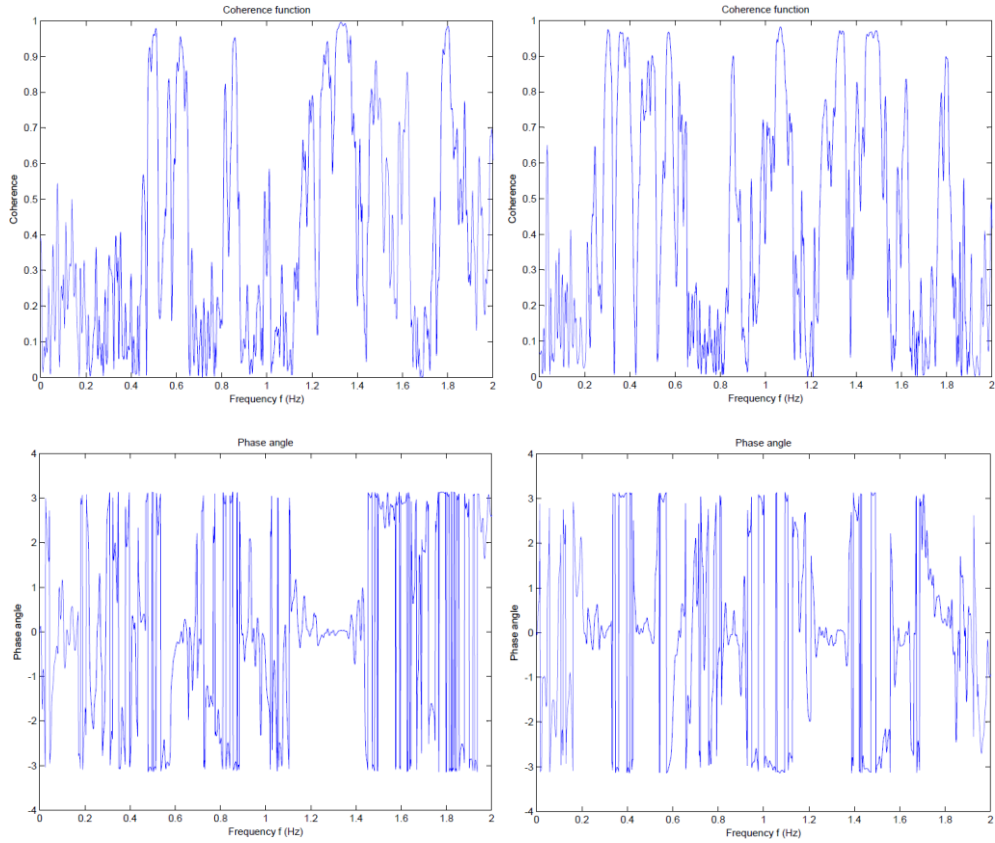
D.2 Koherens og fasevinkel for Sig1B - Bergsøysundbrua



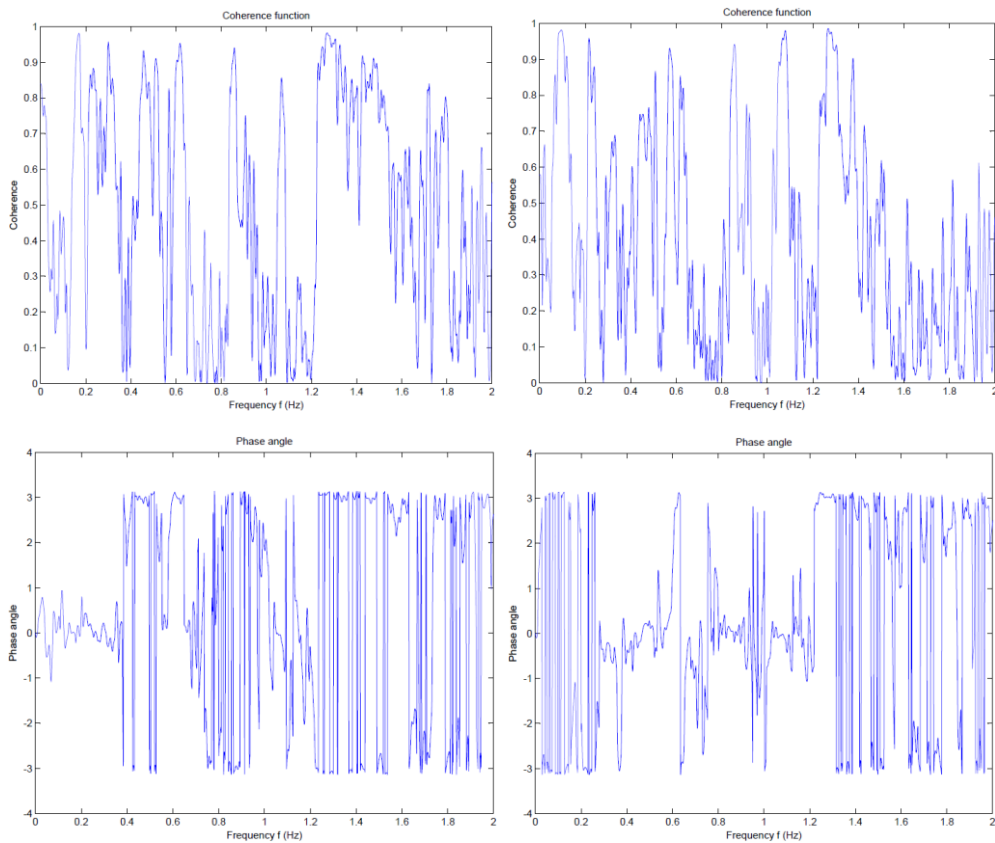
Figur D.7: Koherens og fasefunksjon for (t.v.) B1ey og B2ey (t.h.) B1ey og B3ey



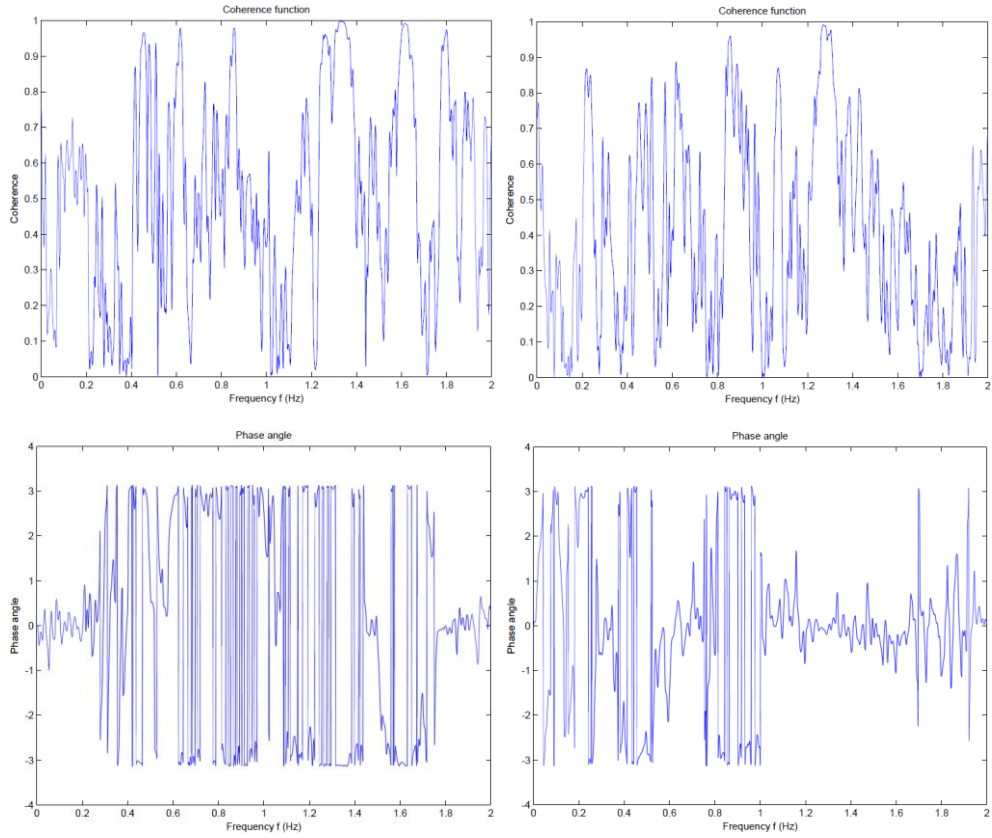
Figur D.8: Koherens og fasefunksjon for (t.v.) B1ey og B4ey (t.h.) B1ez og B2ez



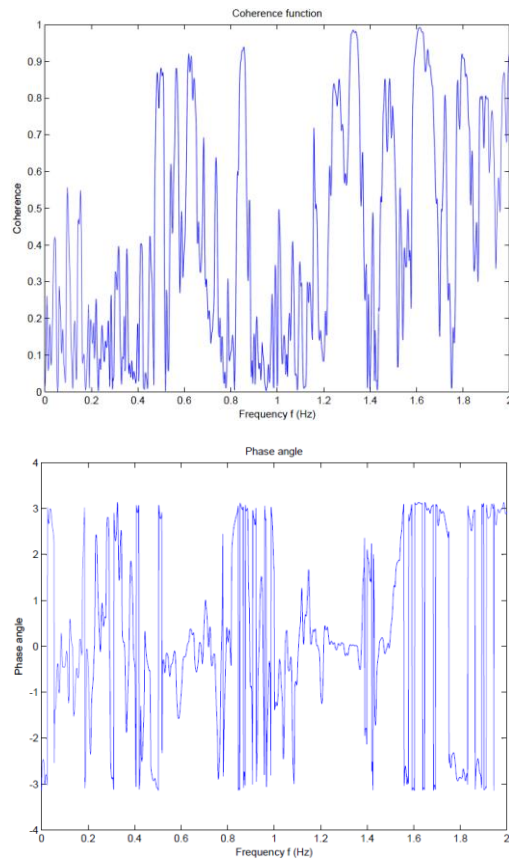
Figur D.9: Koherens og fasefunksjon for (t.v.) B1ez og B3ez (t.h.) B1ez og B4ez



Figur D.10: Koherens og fasefunksjon for (t.v.) B2ey og B3ey (t.h.) B2ey og B4ey



Figur D.11: Koherens og fasefunksjon for (t.v.) B2ez og B3ez (t.h.) B3ez og B4ez



Figur D.12: Koherens og fasefunksjon for B3ez og B4ez