



Norges miljø- og
biovitenskapelige
universitet

Masteroppgave 2016 30 stp
Instituttet for matematiske realfag og teknologi

Ulike løsninger for horisontal avstivnings effekt på den dynamiske responsen i høye trehus

The effect of different solutions for lateral stiffness
on wind induced vibration in tall timber buildings

Anette Juveli
Byggeteknikk og arkitektur

Forord

Denne masteroppgaven er sluttet på en 5-årig mastergrad i Byggeteknikk og Arkitektur ved Norges- miljø og biovitenskapelige universitet (NMBU). Oppgaven er skrevet ved instituttet for matematiske realfag og teknologi (IMT) høsten 2016. Arbeidet utgjør 30 studiepoeng.

En interesse og nysgjerrighet for høye trehus ga utgangspunkt for oppgaven. Og etter å ha lest og satt meg inn i emnet, ble problemstillingen utarbeidet sammen med mine veiledere på NMBU.

Arbeidet har gitt meg større kunnskap om generell dynamikk og om utfordringene ved å bygge høyt i tre. Oppgaven har lært meg mye om hvilke muligheter og begrensninger tre har som konstruksjonsmateriale. Og det har gitt meg stor motivasjon til å arbeide med materialet videre.

En stor takk til mine veiledere på NMBU. Hovedveileder Anders Björnfot som har bistått med god veiledning og oppfølging. Og biveileder Anders S. Nygård som har vist stor interesse og engasjement for oppgaven både i planleggings- og gjennomføringsfasen.

Takk til Magne Bjertnæs ved Sweco på Lillehammer, som har gitt meg tilgang til informasjon om bygget som brukes som case. Og for å ha vært tilgjengelig for spørsmål underveis.

Mine fremtidige kollegaer i Dr. Techn. Olav Olsen skal også ha en stor takk for å ha stilt med arbeidsplass og ressurser underveis i arbeidet.

Til slutt vil jeg takke min mann og lille sønn for god støtte og forståelse underveis i arbeidet. Og en stor takk til min mor for å stille opp som barnevakt. Uten denne hjelpen ville jeg ikke hatt mulighet til å skrive oppgaven denne høsten.

Ås, desember 2016

Anette Juveli

Sammendrag

Det bygges i dag flere og flere høyhus med bæresystem i tre. Og høyden på trehusene øker. En av hovedutfordringene med høye trehus finnes i bruksgrensetilstand, og er akselerasjoner forårsaket av vindlast. Svaiing i de øverste etasjene kan føre til at menneskene som oppholder seg der føler ubehag og kan bli kvalme. De dynamiske egenskapene til byggene er avgjørende for hvordan disse bevegelsene blir, og større forståelse for hvordan ulike parametere påvirker er viktig for utviklingen.

Det er ulike metoder for avstivning mot vindlast i de bygde og planlagte høye trehusene. Dette gir utgangspunkt for problemstillingen til denne masteroppgaven. Målet med oppgaven er å se på hvordan ulike metoder for økt stabilitet av høye trehus påvirker menneskers opplevelse, gjennom å se på bevegelser forårsaket av dynamiske laster.

Opgaven er delt opp i to deler. En teoretisk del som behandler grunnleggende dynamikk, dynamiske egenskaper i høye trehus og metoder for å øke stabiliteten i høye trehus. Videre er det en modelleringsdel hvor et case bygg blir modellert. Bygget har 17 etasjer og er 66m høyt. Det er modellert 25 modeller som er delt inn i seks ulike metoder for å endre den dynamiske responsen til bygningen. Resultatene for hver metode sammenlignes med kravet til komfort, for bevegelser forårsaket av vindlast, gitt av ISO 10137.

Det er ingen av modellene som oppnår kravet til komfort i et boligbygg. For trehuset i denne oppgaven vil en metode alene ikke være nok til å oppnå kravet. Det finnes mange måter å kombinere metodene på, og det må til for at casebygningen skal oppnå kravet. Økt masse er den mest effektive metoden. Dette gjelder for bygninger med en egenfrekvens på under 1 Hz. Økt masse senker både akselerasjonen og egenfrekvensen, og det er fordelaktig for egenfrekvenser under 1 Hz. Plassering av massen er også avgjørende, hvor det mest fordelaktige er å ha mest mulig masse i toppen av bygningen. Økt stivhet er effektivt for å senke akselerasjonen, men det fører til økt egenfrekvens. For bygg med en egenfrekvens under 1 Hz øker kravet til akselerasjon ved økende egenfrekvens. Flere av metodene for å øke stivheten kan kombineres, og valg av metode er avhengig av hvilke krav som stilles til fleksibilitet av innvendige planløsninger. Å endre forbindelser fra leddede til stive vil gi en økt stivhet, og kan være et godt alternativ for å øke stivheten ytterligere, men alene vil det ikke gi god nok stivhet for et høyt trehus. Diagonaler i limtre gir høy stivhet til bygningen og egner seg godt til bygninger som krever høy fleksibilitet i innvendig planløsning. Skiver i form av skjærvegger i massivtre eller betong gir økt stivhet, og både antall vegger og plassering er avgjørende for den totale stivheten. Å ha en sentral kjerne med skjærvegger som inneholder heis-/trappesjakt er en god plassering for å oppnå en fleksibel planløsning. Og ved å ha kjernen i betong vil bygget få lavere akselerasjon og lavere egenfrekvens, noe som vil føre bygget nærmere kravet til komfort. For leilighetsbygg med mange ulike enheter er innvendig skjærvegger en god løsning.

Abstract

Currently there is a trend to use timber as the main structural material to construct high-rise buildings. One of the main challenges when constructing multi-storey buildings in timber is the serviceability limit state, especially concerning the acceleration level on the top floor caused by wind-induced vibrations. As the use of timber as the primary structural material in tall buildings increases, a better understanding of the parameters that affect the dynamic response of these buildings are imperative in structural design.

The main contemporary structural solutions for improving the dynamic response of tall timber structures are to include a stiff concrete core or to increase the mass by applying layers of concrete within individual floor elements. However, within these solutions, there seems to be no general principles used in their application and as a result, many different solutions can be found in built and designed timber buildings today. The aim of this thesis is to investigate how the distribution of mass and stiffness influences the wind-induced vibrations in tall timber buildings.

The thesis is divided into two parts. The first, theoretically based, explores theories on dynamic behavior and dynamic response in tall timber building, as well as the different solutions for improving the dynamic response. The second part is composed of a case study and a Finite Element modelling of a tall timber building. The case study examines a 17-storey building; using twenty-five different models, divided into six different solutions for improving the dynamic response are analyzed. Three different solutions for increased stiffness are analyzed, glulam trusses, CLT shear walls, and moment resisting frames with rigid connections. The results are compared to the vibration criteria for human comfort given by ISO 10137.

The thesis concludes that out of all the different modeled configurations, none of the solutions by itself fulfills the required comfort criteria stipulated by ISO 10137. More than one solution for improving the dynamic response needs to be combined to fulfill the criteria. The results show that for a building with a first resonance frequency lower than 1 Hz, the most effective solution is to increase the mass. However, the distribution of this mass is also crucial. The added mass lowers both the acceleration and the natural frequency. If instead the stiffness is increased, this has a strong effect on the acceleration, but it also increases the natural frequency. When the frequency is lower than 1 Hz, the criteria for acceleration increases with increased frequency. Rigid connection gives the least reduction of the acceleration. Glulam trusses and CLT shear walls are both effective methods to increase the stiffness of a tall timber building. They give different opportunities for flexibility within the interior layout and openings in the facade. Which is a major consideration factor when a method is chosen. A concrete core will lower the acceleration more than a core in CLT, and is an effective solution for improving the dynamic response of a tall timber building.

Bibliotekside

Antall sider:	100
År:	2016
Emneord:	Høye trehus, bevegelser forårsaket av vindlast, bruksgrensetilstand, dynamisk oppførsel.
Keywords:	Tall timber buildings, wind-induced vibrations, serviceability, dynamic behavior.
Format:	A4
Tittel:	Ulike løsninger for horisontal avstivnings effekt på den dynamiske responsen i høye trehus
Engelsk Tittel:	The effect of different solutions for lateral stiffness on wind induced vibrations in tall timber buildings.
Universitet:	Norges miljø og biovitenskapelige universitet
Institutt:	Institutt for matematiske realfag og teknologi
Studieretning:	Byggeteknikk og Arkitektur
Forfatter:	Anette Juveli
Veileder:	Anders Björnfot, IMT, NMBU.
Biveileder:	Anders S. Nygård, IMT, NMBU.
Litteratur:	Litteraturoversikt bak i oppgaven

Innhold

Forord	i
Sammendrag	ii
Abstract	iii
Bibliotekside	v
Innledning	1
1.1 Bakgrunn	3
1.2 Målsetting og problemstilling	4
1.3 Avgrensninger	4
Teori	5
2.1 Grunnleggende dynamisk teori	5
2.1.1 Dynamiske laster	5
2.1.2 Dynamisk respons i en konstruksjon	6
2.2 Dynamisk påvirkning på høye trehus	10
2.2.1 Vind	10
2.2.2 Dynamisk virkning i konstruksjoner	10
2.2.3 Komfortkravet	11
2.2.4 Beregning av akselerasjonen	12
2.3 Ulike løsninger for å endre de dynamiske egenskapene	13
2.3.1 Stivhet	13
2.3.2 Masse	18
2.3.3 Dempning	19
2.4 Massivtre	19
Metode	22
3.1 Forskningsstrategi	22
3.2 Case	23
3.3 Oppbygning av modellene	25
Laster:	27
Randbetingelser:	28
3.4 Modellene	28
Grunnmodellen	29
Stive forbindelser	29
Diagonaler	30
Skjærvegger i massivtre	31
Økt veggtykkelse	32
Kjerne i betong	33

Økt masse.....	34
3.5 Akselerasjon - beregninger.....	35
Resultater og analyse	37
4.1 Løsninger for økt stivhet	38
4.1.1 Forbindelser.....	38
4.1.2 Diagonaler.....	39
4.1.3 Skjærvegger	41
4.1.4 Økt veggykkelse.....	43
1.1.5 Kjerne i betong.....	44
4.1.6 Oppsummering: Endring av stivhet.....	45
4.2 Løsninger for økt masse	46
4.2.1 Effekten av å øke masse	47
4.2.2 Plasseringen av massen.....	47
4.2.3 Oppsummering: Økt masse.....	47
4.3 Sammenligning av metodene.....	48
4.3 Validering av metode og resultat	52
Dempning.....	52
Elastisitetsmodul E	52
Skjærmodul G	52
Geometrien til bygningen.....	53
Laster	55
4.4 Diskusjon.....	56
Konklusjon	57
5.1 Videre arbeider.....	58
Litteraturliste	59
Figurliste.....	62
Tabelliste.....	64
Vedlegg	65
Vedlegg A	66
Vedlegg B	70
Vedlegg C	78
Vedlegg D	93
Vedlegg E	100

Innledning

Det er i dag en stor utvikling i bruken av tre i høye bygninger. Tre er et lett materiale og en av hovedutfordringene er at det lett kan oppstå bevegelser i de øverste etasjene ved stor vindlast. Det er ulike konstruksjonssystemer som benyttes, og de bruker ofte en kombinasjon av ulike avstivningsløsninger for horisontal last.

Tre har vært brukt som konstruksjonsmateriale i lang tid, og det har sterke tradisjoner i Norge. Men dette gjelder bygninger opp til tre etasjer. I fleretasjes bygninger er det stål og betong som primært har vært brukt som konstruksjonsmateriale. Verdens høyeste trehus er i dag Treet i Bergen med sine 14 etasjer og 51m, bygget i 2015 (Sweco 2015). En verdensrekord som ikke kommer til å stå lenge. Sammenlignet med bygninger i stål og betong, hvor verdens høyeste bygning er Burj Khalifa på 828m, ligger trehusene langt bak.

Det har vært en stor utvikling av høye bygninger de siste 100 årene. En utvikling som har pågått uten at tre har vært med som konstruksjonsmateriale. Store bybranner på 1800- og starten av 1900-tallet førte til et forbud mot å bygge med tre over to etasjer i norske byer. Forbudet ble opphevet på slutten av 1990-tallet (Malo 2015). Et tilsvarende forbud har det vært i mange land, og det er fortsatt flere land i verden hvor det er begrensninger på hvor høyt man kan bygge i tre (Green 2012). Kunnskapen og utviklingen om å bygge høyt i tre er derfor 100 år på etterskudd sammenlignet med stål og betong.

Massivtre (CLT) ble utviklet på 1990-tallet, og det har gitt nye muligheter for bruk av tre i bærekonstruksjoner (Treteknisk 2008). De siste årene har det skjedd en stor utvikling i bruken av tre i høyere og større bygninger. Og det er i dag mange planlagte bygninger med bæresystem i tre på over 15 etasjer. Treet i Bergen tok over tittelen verdens høyeste trehus i 2015, etter Fortè i Australia som ble ferdigstilt i 2012. Forte har 10 etasjer og er 32m høyt (FFI BSLC 2014). Begge byggene er vist i figur 1.1. I Vancouver bygges det nå et trehus som i 2017 vil overta tittelen fra Treet, det blir 53 meter høyt og inneholder 18 etasjer, se figur 1.1 (Archdaily.com 2016).



Figur 1.1 (1) Fortè, (2) Treet, (3) 18 etasjer i Vancouver

I Norge er det en stor utbygging av studentboliger i massivtre. To studentblokker på åtte etasjer ble ferdigstilt på Ås i 2013 (bygg.no 2013). Moholt 50I50 ble ferdigstilt i 2016, og inneholder frem blokker på 9 etasjer (veidekke.no 2016). De er vist i figur 1.2 Det er også planlagt å bygge 10 etasjer i Oslo (SIO.no 2016).



1



2

Figur 1.2 (1) Pentagon 11, studentboliger på Ås, (2) Moholt 50I50, studentboliger i Trondheim

Økende fokus på menneskeskapt klimaendring har ført til stor interesse og mål om å finne mer miljøvennlige metoder å leve på. Regjeringen har et mål om at Norge skal bli klimanøytralt innen 2030. Tre er et naturmateriale og en fornybar ressurs. Det har liten innvirkning på miljøet, så lenge produksjonen er bærekraftig. I Norge i dag er tilveksten større enn hogsten, så skogen i Norge kan utnyttes mer (Treteknisk 2013). Det er to måter å løse klimaproblemet på, redusere utslippene og finne måter å lagre karbon på. Tre klarer begge disse oppgavene (Green, 2012). Økt bruk av tre er derfor et viktig bidrag for å nå regjeringens mål om et klimanøytralt Norge.

Siden tre er et lett materiale, vil et bygg med bæresystem i tre gi mindre belastning på grunnen, sammenlignet med tyngre materialer. Det kan gi enklere og rimeligere fundamenteringsløsninger. Massivtre og limtre egner seg godt til prefabrikasjon og vekten på materialet gjør det enkelt å frakte store elementer. I tillegg kreves det mindre løftekapasitet av kran på byggeplass. Prefabrikasjon av store elementer gjør at det går fort å sette de sammen på byggeplass. Erfaringer fra mange av de prosjektene som er bygget i massivtre, er at byggetiden blir kortere. (Faanes 2016). Massivtrekonstruksjoner har også evnen til å jevne ut døgnvariasjoner i relativ luftfuktighet og temperatur, noe som bidrar til å skape et godt innemiljø (Treteknisk 2013).

1.1 Bakgrunn

Tre som konstruksjonsmaterialet gir noen utfordringer. Det er utfordringer knyttet til lyd og brann, og for slanke bygninger er også dynamikk en utfordring, mye på grunn av treets lave vekt (Green 2012; Näslund, 2015). Ved stor vindlast kan bygget settes i bevegelse og «svaie» i vinden. Og bevegelser forårsaket av vindlast er ofte den dimensjonerende faktoren for høye trehus (Johansson et al. 2015; Feldmann et al. 2016). Få høye trehus gjør at tilgjengeligheten på erfaringer og empirisk data er mangelfull. Det gjør at det i dag er risikabelt å bygge høyt med tre, og det er gjort mange antagelser og kvalifiserte gjetninger i de byggene som er bygget og bygges i dag (Utne 2012; Olsen & Hansen 2016). Verdens høyeste trehus ble ferdigstilt i Bergen i 2015 og beregninger viser at det ligger helt på kanten av hva som er akseptabelt i forhold til komfortkravet til akselerasjoner i toppen av bygningen (Bjertnæs & Malo 2014).

Det er flere som har sett på mulighetene og de dynamiske utfordringene som følger med et høyt trehus. Et økende antall høye trehus gjør det mulig å gjennomføre målinger og empirisk forskning. Måling av akselerasjoner og demping er gjennomført, og innsamling av data gjør at kunnskapen om hvilken oppførsel man kan forvente øker (Utne 2012; Olsen & Hansen 2016; Feldmann et al. 2016).

Finite element modellering av elleve ulike konstruksjonssystemer er gjennomført for å finne ut hvilke som egner seg til høye trehus (Tjernberg 2015). Resultatene viser at fire av de elleve konstruksjonssystem vil kunne bygges uten fare for uakseptabel dynamisk respons. Systemene benytter flere ulike løsninger for horisontal avstivning. For å evaluere konstruksjonssystemene beregnes byggenes akselerasjon i øverste etasje, og den sammenlignes grenseverdiene gitt i ISO 10137.

Analyse av økt stivhet, masse og demping er gjennomført ved finite element modellering på et 16 etasjes bygg (Johansson et al. 2015). Både massen, stivheten og dempingen er doblet og tredoblet i analysen. Resultater viser at akselerasjonen til bygget senkes like mye hvis hver av de tre parameterne dobles. Det samme gjelder hvis de tredobles. Mens egenfrekvensen er den samme ved økt demping, den senkes ved økt masse og økes ved økt stivhet. Resultatene evalueres ut ifra grenseverdiene gitt i ISO 10137, ingen av de modellerte byggene oppfyller kravet. Det er også gjennomført et studie av et 22 etasjes eksempelbygg for å evaluere det opp mot kravene i ISO 10137 (Johansson et al. 2016). Resultatene viser at akselerasjonen i bygningen er for høy i øverste etasje.

1.2 Målsetting og problemstilling

En utfordring i høye trehus er at det lett kan oppstå bevegelse i bygningen forårsaket av vindlast, som er en dynamisk last. Problemet kan løses og det er i dag flere eksempler på bygninger som er bygget og som skal bygges på over 10 etasjer. Ved å se på det som er bygget og planlagt er det tydelig at det er flere løsninger for bæresystem og avstivning som benyttes. Dette er utgangspunkt for problemstillingen til oppgaven:

Målet med oppgaven er å undersøke hvordan ulike løsninger for horisontal avstivning av høye trehus påvirker byggenes dynamiske respons forårsaket av vindlast.

For å finne svar på problemstillingen er det utledet fire underspørsmål som må løses for å kunne trekke en konklusjon.

1. Hvilke parametere er avgjørende for byggets dynamiske oppførsel?
2. Hvilke løsninger for horisontal avstivning finnes, og hvordan blir dette gjort i dagens høye trehus?
3. Hvilke krav gis til bevegelser forårsaket av vindlast, og hvilke parametere trengs for å evaluere et bygg opp mot kravene?
4. Hvordan påvirker de ulike løsningene for horisontal avstivning parametere som trengs for å evaluere et bygg opp mot kravene?

Resultatene av oppgaven vil kunne gi arkitekter og ingeniører i bransjen større kunnskap om hvilke løsninger for horisontal avstivning som egner seg til høye trehus. Et bygg skal fungere dynamisk, men det er også viktig at metodene gir gode løsninger for andre utfordringer ved et bygg. Derfor vil det i analysen også sees på fleksibilitet i forhold innvendige planløsninger og plassering av vinduer, dører og åpninger i fasaden for de ulike metodene.

1.3 Avgrensninger

- Det er ikke sett på løsninger for mekaniske treforbindere og forbindelser mellom betong og tre. De er modellert som enten leddet eller helt stive, og antas å være løst for konstruksjonen.
- Oppgaven ser kun på bygningens strukturelle oppførsel og andre krav til bygningen er ikke vurdert. Det gjelder for eksempel lyd- og brannkrav.
- I beregning av egenlast er bærekonstruksjonen med søyler, bjelker, dekker og løsningen for horisontal avstivning tatt med. I tillegg er det en påsatt egenlast på $0,4 \text{ kN/m}^2$ på alle dekker.
- Det antas at vinden er fullt korrelert langs byggets bredde. Beregning av akselerasjon for torsjon av bygningen er dermed utelatt.
- Byggenes dynamiske respons evalueres etter horisontale akselerasjoner i den øverste etasjen.

Teori

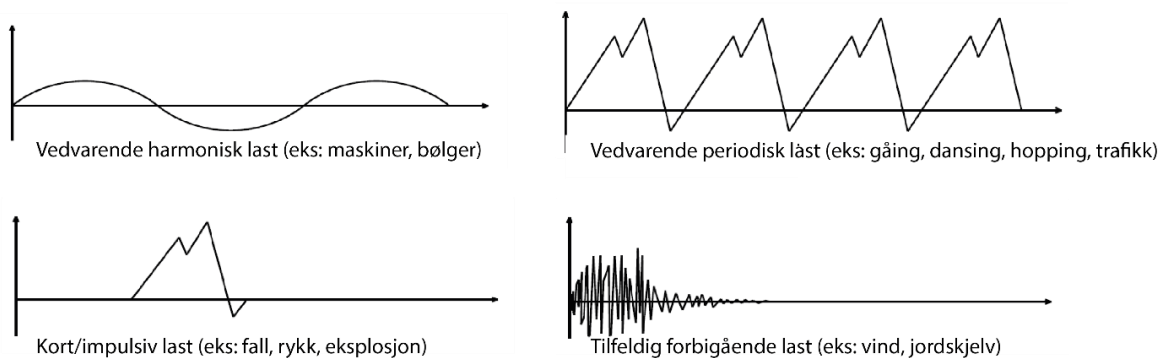
Målet for kapitlet er å svare på de teoretiske delene av problemstillingen. Teorien er delt inn i fire deler, grunnleggende dynamisk teori, dynamisk påvirkning på høye trehus, ulike løsninger for å endre de dynamiske egenskapene og litt om massivtre som konstruksjonsmaterialet.

I den grunnleggende dynamiske teorien skal det finnes svar på hva som defineres som en dynamisk last og hvilke parametere som er avgjørende for en konstruksjons dynamiske oppførsel. I neste steg undersøkes dynamisk påvirkning i høye trehus. Hvilke krav stilles til dynamiske bevegelser, og hvilke parametere trenger man for å evaluere et bygg opp mot kravene. Deretter blir ulike løsninger for å endre den dynamiske oppførselen til en konstruksjon presentert, sammen med hvilke løsninger som er benyttet i dagens høye trehus. Det finnes i dag ingen standard for massivtre, og i forhold til stivhetsegenskapene til materialet trengs det derfor teori som kan benyttes i metodekapitlet.

2.1 Grunnleggende dynamisk teori

2.1.1 Dynamiske laster

Dynamiske laster kjennetegnes av at de er varierende og tidsavhengige, se Figur 2.1. Størrelse, retning og angrepspunkt varierer. Kilder til dynamisk påvirkning kan deles inn i to hovedkategorier. Vedvarende, som kan være roterende maskiner, gangtikk, rytmiske personbevegelser og lignende. De blir ofte representert som harmoniske. Og korte/tilfeldige påvirkninger som kan være støt, vind, jordskjelv og lignende. De blir i dynamisk analyse idealisert som kombinasjoner av sinus eller cosinus funksjoner. Noen ulike lastfordelinger er vist i Figur 2.1, de to øverste er vedvarende og de to nederste er tilfeldige (Gjestvang et al. 2015).



Figur 2.1 Dynamiske laster – eksempler (Gjestvang et al. 2015)

2.1.2 Dynamisk respons i en konstruksjon

Med dynamisk respons menes effekter som krefter, spenninger og bevegelser. For å forklare den dynamiske responsen er det først sett på et enkelt system med en frihetsgrad. Et system med en frihetsgrad kan kun bevege seg i en retning. Hvordan man regner om til flere frihetsgrader blir også beskrevet. Kapittelet er basert på (Chopra 2012) hvis ikke annet er oppgitt.

Det er fire avgjørende faktorer for den dynamiske oppførselen til en konstruksjon:

- Størrelse og fordeling av masse (m)
- Systemets demping (c)
- Stivheten til bygningen (k)
- Lastintensitet og fordeling som funksjon av tid $p(t)$

Sammenhengen mellom de er beskrevet i bevegelsesligningen 2.1.1. Ligningen er gyldig for lineær elastiske konstruksjoner. u er forflytningen til konstruksjonen. Massekomponenten knytter seg til akselerasjonen, dempningskomponenten til farten og stivhetskomponenten til forflytningen.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \quad (2.1.1)$$

Av ligning 2.1.1 kan man se at hvis belastningen varierer vil både akselerasjon, fart og forflytning av konstruksjonen endre seg. Ved en varierende dynamisk last vil derfor konstruksjonen svinge frem og tilbake.

Stivhet (k)

Stivheten til en konstruksjon knytter seg til forflytningen av konstruksjonen i ligning 2.1.1 og enheten blir da kraft per meter N/m. Ved en gitt påsatt kraft vil forflytningen av konstruksjonen minke ved økt stivhet. En stiv konstruksjon gir derfor mindre bevegelser enn en fleksibel konstruksjon. Et elements stivhet er avhengig av materialets elastisitetsmodul (E), trehetsmoment (I) og geometrien. Stivheten til et konstruksjonssystem er avhengig av stivheten til hvert element og forbindelsene mellom de.

For å regne ut en konstruksjons stivhet kan elementmetoden benyttes. Metoden er en lineær-elastisk metode, og baserer seg på enhetsforskyvninger i konstruksjonen. Konstruksjonen deles inn i mange elementer, hvor alle elementene får et entall noder i knutepunktene med tilhørende frihetsgrader. Så beregnes hvert enkelt elements stivhet ved å påføre en enhetsforskyvning i nodene. Ved å beregne reaksjonskreftene som oppstår for å forhindre forskyvningen får man et elements stivhet. Videre kan hele konstruksjonens stivhet finnes ved å summere alle elementenes stivhet i hver node i konstruksjonen.

Ligningssystemet $\vec{K} \cdot \vec{r} = \vec{R}$ uttrykker sammenhengen mellom konstruksjonens stivhet, forskyvning og krefter. Hvor K er konstruksjonens stivhetsmatrise, r er forskyvningen i knutepunktene og R er krefter i knutepunktene.

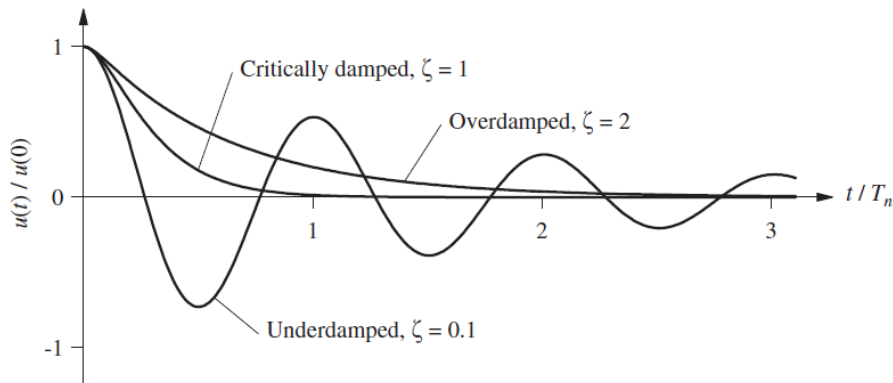
Demping (c)

I alle konstruksjoner vil demping finne sted. Demping reduserer svingningene og skyldes energitap i materialet, friksjon mellom konstruksjonselementer og ytre effekter. Det er vanskelig å bestemme en konstruksjons demping, den blir ofte bestemt ut ifra erfaringer og målinger gjort på samme type konstruksjoner. (Bergan et al. 1993)

Det er vanlig å oppgi demping som dempningsrate i prosent av kritisk demping (ξ) gitt i ligning 2.1.2. Avgjørende faktorer er dempningsfaktoren (c) og den kritiske dempningen (c_{cr}) til konstruksjonen.

$$\xi = \frac{c}{2m\omega_n} = \frac{c}{c_{cr}} \quad (2.1.2)$$

Det er tre løsninger for dempningen. Løsningene er vist i figur 2.2. Ved kritisk dempning blir det ingen svingning i konstruksjonen. Ved overkritisk dempning er $\xi > 1$, og det blir en sterkt dempet bevegelse uten svingning. Og ved underkritisk dempning er $\xi < 1$ og det blir en dempet svingning i konstruksjonen, vist ved en dempet sinusfunksjon.



Figur 2.2 Fri vibrasjon av et kritisk dempet, overkritisk dempet og underkritisk dempet system (Chopra 2012).

Dempning oppgis på to måter; δ – logaritmisk dekrement av dempning og ξ – dempningsrate i prosent av kritisk dempning. Sammenhengen mellom de to er gitt i ligning 2.1.3 (Chopra 2012):

$$\delta = \frac{2\pi\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \quad (2.1.3)$$

Masse (m)

Masse er vekten til konstruksjonen og måles i kg. I bevegelsesligningen er massen til konstruksjonen knyttet sammen med akselerasjonen. En kjent sammenheng som også uttrykkes i Newtons 2.lov, $F=m \cdot a$. Ved en gitt påsatt kraft vil akselerasjonen minke ved økt masse. Når man evaluerer den dynamiske responsen til en konstruksjon er også plasseringen av massen avgjørende. Modal masse er et uttrykk for hvor stor del av konstruksjonens masse som er med når konstruksjonen beveger seg, og knytter seg til en bestemt mode. Se forklaring under avsnitt om egenfrekvens og moder. Modal masse er definert som;

$$m = \int_0^l m(s)\phi_1^2(s)ds \quad (2.1.4.)$$

Hvor l er lengden til konstruksjonen, m er masse og ϕ beskriver svingeformen i moden. $\phi = 1$ der hvor den største forskyvningen av konstruksjonen er. Det vil si at den massen som er plassert der hvor forskyvningen av konstruksjonen er størst, vil ha mest betydning for den dynamiske responsen. Mens massen som er plassert i deler av konstruksjonen som ikke forskyves i moden, vil ha liten innvirkning.

Egenfrekvens og moder

I tillegg til bevegelsesligningen kan dynamisk respons beskrives ved egenfrekvens(f) og moder(n). Dette gjøres ved en modal analyse. Istedenfor å dele opp analysen i elementer og tilhørende frihetsgrader, deles analysen opp i konstruksjonens moder (n). En mode har en

svingeform, som er formen på utbøyingen av konstruksjonen, og en tilhørende egenfrekvens. Eksempel på svingeformer for en søyle er vist i figur 2.3. Egenfrekvens forteller med hvilken frekvens konstruksjonen vil svinge i den tilhørende moden. Og det er alltid en egenfrekvens som knytter seg til en svingeform. Man utleder denne sammenhengen fra bevegelsesligningen 2.1.1 ved å sette den dynamiske lasten $p(t)=0$, og ved å se bort ifra demping i systemet. Man vil da få ligning 2.1.5 for en fri svingning.

Ved å påføre en gitt forskyvning ved tiden $t = 0$ vil en fri svingning oppstå. Og den vil svinge om sin statiske likevekt. Den frie svingningen i en konstruksjon sin mode n er gitt i ligning 2.1.6. Hvor $u(t)$ er forskyvningen og $q_n(t)$ er den harmoniske funksjonen som beskriver forskyvningen av konstruksjonen ved tiden t . ϕ_n beskriver svingeformen på mode n til systemet. $\phi=1$ der hvor den største amplituden på svingeformen er.

Som beskrevet i kap. 2.1.1 blir ofte dynamiske laster idealisert som en kombinasjon av sinus og cosinus funksjoner. Den dynamiske lasten kan gis som en harmonisk funksjon gitt i ligning 2.1.7. Hvor A og B er initialforholdene. Settes 2.1.7 inn i 2.1.6 fås ligning 2.1.8. Den frie svingningen (ligning 2.1.9) til konstruksjonen får ved å sette 2.1.8 inn i 2.1.5. Denne ligningen er kun gyldig hvis $q(t)=0$ eller hvis ω_n og ϕ_n tilfredsstillers ligning 2.1.10. Dette er systemets egenverdiproblem, for en konstruksjon med en gitt masse og stivhet vil det være n antall moder med svingeform ϕ_n og med en tilhørende vinkelfrekvens ω_n . Vinkelfrekvensen gitt i ligning 2.1.11 kan utledes fra ligning 2.1.10. Frekvensen er avhengig av konstruksjonens masse(m) og stivhet(k). Vinkelfrekvensen kan gjøres om til frekvens målt i Hz ved bruk av ligning 2.1.12.

$$m\ddot{u} + ku = 0 \quad (2.1.5)$$

$$u(t) = q_n(t)\phi_n \quad (2.1.6)$$

$$q_n(t) = A_n \cos \omega_n t + B_n \sin \omega_n t \quad (2.1.7)$$

$$u(t) = \phi_n (A_n \cos \omega_n t + B_n \sin \omega_n t) \quad (2.1.8)$$

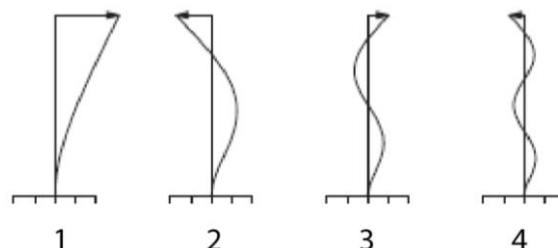
$$[-\omega_n^2 m \phi_n + k \phi_n] q_n(t) = 0 \quad (2.1.9)$$

$$[k - \omega_n^2 m] \phi_n = 0 \quad (2.1.10)$$

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (2.1.11)$$

$$f = \frac{\omega}{2\pi} \quad (2.1.12)$$

I figur 2.3 er svingeformen til de fire første modene til en søyle fast innspent i bunnen vist. Bildet illustrerer hvilke svingeformer man kan forvente seg i søylen. I et høyt uniformt bygg kan en forvente seg lignende svingeformer.



Figur 2.3 Illustrasjon av de fire første modene til en utkraget bjelke, basert på (Chopra 2012).

Omgjøring til flere frihetsgrader

Bevegelsesligningen for et system med en frihetsgrad er også gyldig for et system med flere frihetsgrader. For å ta hensyn til frihetsgradene gis parameterne i ligningen i kompakt matriseform, se ligning 2.1.13.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \quad (2.1.13)$$

Ligningen får tre komponenter; det er en treghetskraft (f_I) (ligning 2.1.14), en dempningskraft (f_D) (ligning 2.1.16) og en stivetskraft (f_S) (ligning 2.1.18). Antall frihetsgrader bestemmer hvor mange ligninger matrisen til hver komponent har. I ligningen 2.1.15, 2.1.17 og 2.1.19 er matriseformen til kraftkomponentene vist for et ligningssett med N ulike ligninger. Både i og j vil gå fra 1 til N avhengig av antall frihetsgrader.

Treghetskrefter (f_I):

$$f_I = m\ddot{u} \quad (2.1.14)$$

$$\begin{bmatrix} f_{I1} \\ f_{I2} \\ \vdots \\ f_{IN} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} m_{11} & m_{12} & \cdots & m_{1j} & \cdots & m_{1N} \\ m_{21} & m_{22} & \cdots & m_{2j} & \cdots & m_{2N} \\ \vdots & \vdots & & \vdots & & \vdots \\ m_{N1} & m_{N2} & \cdots & m_{Nj} & \cdots & m_{NN} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \\ \vdots \\ \ddot{u}_N \end{bmatrix} \quad (2.1.15)$$

Dempningskrefter (f_D):

$$f_D = c\dot{u} \quad (2.1.16)$$

$$\begin{bmatrix} f_{D1} \\ f_{D2} \\ \vdots \\ f_{DN} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & \cdots & c_{1j} & \cdots & c_{1N} \\ c_{21} & c_{22} & \cdots & c_{2j} & \cdots & c_{2N} \\ \vdots & \vdots & & \vdots & & \vdots \\ c_{N1} & c_{N2} & \cdots & c_{Nj} & \cdots & c_{NN} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \\ \vdots \\ \dot{u}_N \end{bmatrix} \quad (2.1.17)$$

Stivetskrefter (f_S):

$$f_S = ku \quad (2.1.18)$$

$$\begin{bmatrix} f_{S1} \\ f_{S2} \\ \vdots \\ f_{SN} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & \cdots & k_{1j} & \cdots & k_{1N} \\ k_{21} & k_{22} & \cdots & k_{2j} & \cdots & k_{2N} \\ \vdots & \vdots & & \vdots & & \vdots \\ k_{N1} & k_{N2} & \cdots & k_{Nj} & \cdots & k_{NN} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ \vdots \\ u_N \end{bmatrix} \quad (2.1.19)$$

De tre kraftkomponentene kan summeres, og da fås de ytre kreftene til et system med flere frihetsgrader, gitt i ligning 2.1.20.

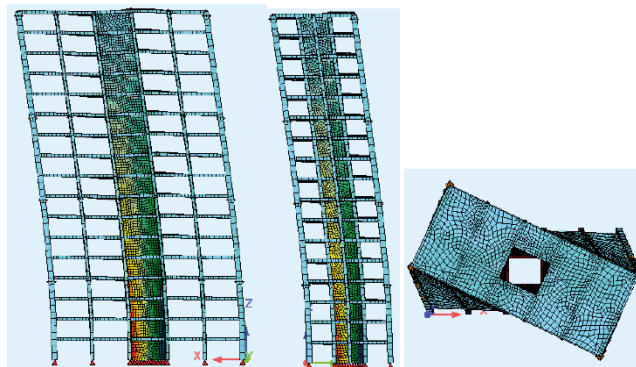
$$f_I + f_D + f_S = p(t) = \begin{Bmatrix} p_1(t) \\ p_2(t) \\ \vdots \\ p_N(t) \end{Bmatrix} \quad (2.1.20)$$

2.2 Dynamisk påvirkning på høye trehus

Målet for denne oppgaven er å se på hvordan ulike metoder for økt stabilitet påvirker menneskers opplevelse av bevegelser i bygninger forårsaket av dynamiske laster. Den dynamiske lasten som betraktes i oppgaven er vindlast.

2.2.1 Vind

Vind forårsaker tre dynamiske bevegelser, svaing i vindretningen, svaing i kryssretningen og torsjon av bygningen. En illustrasjon av de tre bevegelsene er vist i figur 2.4. Responsen fra vind avhenger av geometrien, de dynamiske egenskapene til bygningen presentert i kapittel 2.1 og vindforholdene. Vindforholdene er et resultat av omkringliggende terreng, vindhastigheten, returperiode og vindretning. Og vindlasten på en bygning øker med høyden (NS-EN 1991-1-4).



Figur 2.4 Illustrasjon av de tre dynamisk bevegelsene, svaing i vindretning, svaing i kryssretning og torsjon av bygningen.

Den dynamiske responsen fra vind kan deles inn tre deler (NS-EN 1991-1-4):

- Statisk respons – Vindens gjennomsnittlige verdi
- Bakgrunns respons – Vindens naturlige frekvens er forskjellig fra byggets egenfrekvens
- Resonans respons – Vindens naturlige frekvens er lik (nesten) byggets egenfrekvens

For konstruksjoner med lav egenfrekvens er responsen dominert av bakgrunns respons. Når egenfrekvensen øker blir resonans responsen mer avgjørende (Holmes 2007).

2.2.2 Dynamisk virkning i konstruksjoner

Dynamiske laster kan gjøre en konstruksjon uakseptabel av tre årsaker (Bergan et al. 1993)

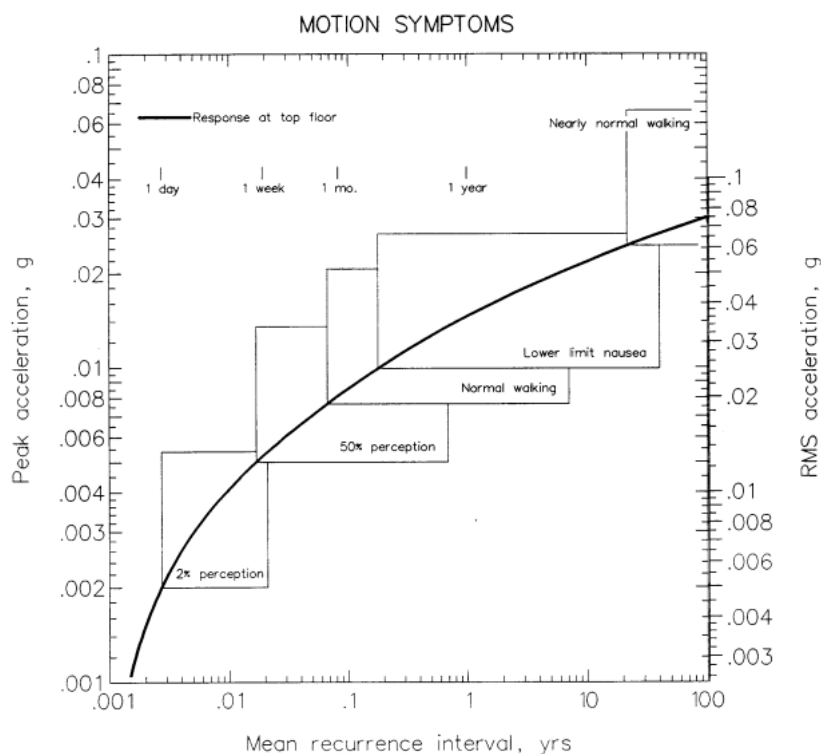
- Funksjonelle krav. Problemer med bruken av bygget, hvor det ikke er fare for sammenbrudd av konstruksjonen. Det vanligste er høyere akselerasjoner enn hva mennesker opplever som komfortabelt.
- Dynamiske effekter kan føre til høy belastning med mekaniske skader eller sammenbrudd som følge.
- Utmatning av materiale på grunn av lastvekslinger.

I denne oppgaven er det de funksjonelle kravene som er viktig, og som påvirker menneskers opplevelse av å være i bygningen. Erfaringer fra de som har bygget og studert høye trehus

viser at det er mye usikkerhet rundt de funksjonelle kravene (Näslund 2015). Og bevegelser forårsaket av vindlast er ofte den dimensjonerende faktoren for høye trehus (Johansson et al. 2015) (Feldmann et al. 2016). Det er få eksempler på bæresystemer som er gått til brudd på grunn av voldsomme vibrasjoner. Men det kan skje og skyldes da oftest at frekvensen på påført last er lik egenfrekvensen til systemet, også kalt resonans. Da vil bygningens dynamiske respons øke, som vil føre til en større horisontal forflytning og økning av akselerasjonen til bygningen. Resonans skjer ved at den «harmoniske» lasten pumper energi kontinuerlig inn i systemet. Hvis energitapet er lite vil lasten gi en stadig økende energi som resulterer i en økende svingeamplitude, og kan føre til sammenbrudd (Gjestvang et al. 2015).

2.2.3 Komfortkravet

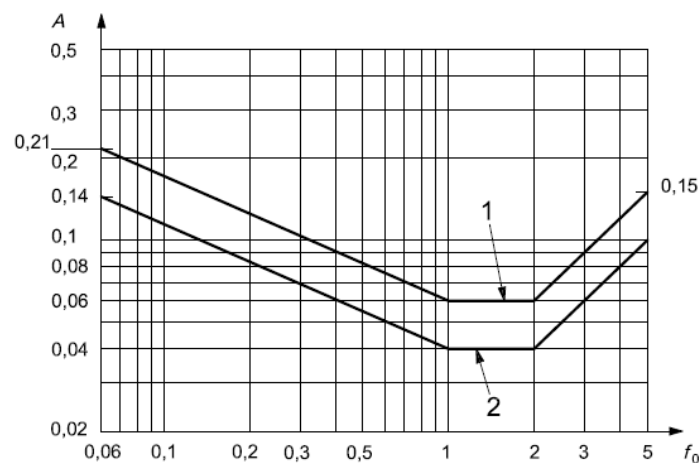
Menneskers opplevelse av å være i bygg som beveger seg er en subjektiv opplevelse. Noen vil oppleve ubehag ved mindre bevegelser enn andre. Grensen for hva som er akseptabelt er derfor vanskelig å sette. Menneskers respons til vibrasjoner forårsaket av vind blir evaluert ut ifra akselerasjoner i horisontalplanet. To ulike mål på akselerasjonen blir brukt. Toppverdien som oppstår i en periode på 20-60 minutter, eller den gjennomsnittlige verdien over samme periode (Boggs 1995). I figur 2.5 er resultatene til (Boggs 1995) presentert. Figuren viser ved hvilken akselerasjon mennesker vil begynne å oppleve ubehag eller bli kvalme. Ved en toppakselerasjon på 0,002g vil 2% oppfatte bevegelser, 0,002g tilsvarer 0,020 m/s². Ved 0,005g, som tilsvarer 0,049m/s², vil 50% oppfatte bevegelser. Når mennesker går vil akselerasjonen være forstyrrende ved 0,008g, er verdi som tilsvarer 0,078 m/s². Grensen for hvor kvalme og bevegelsessyke oppstår er satt til 0,01g, som tilsvarer 0,098 m/s² (Boggs 1995).



Figur 2.5 Menneskers reaksjon på bevegelser ved en gitt akselerasjon (Boggs 1995)

Bygninger med en frekvens mellom 0,08 og 1 Hz er spesielt utsatt for vibrasjoner forårsaket av vind. En konstruksjons horisontale bevegelser og menneskers komfort er et tema det er knyttet mye usikkerhet til. Internasjonalt er det ikke en felles oppfatning av hva som er akseptable verdier for disse bevegelsene (Lamb et al. 2013). I Norge benyttes ISO 10137 som standard for dynamisk dimensjonering av bygninger, og den brukes til å avgjøre om en konstruksjon oppfyller de funksjonelle kravene til bevegelser forårsaket av vindlast (Gjestvang et al. 2015). Toppverdien for akselerasjonen (A) og byggets fundamentale egenfrekvens (f_0) for første mode, for både bevegelser i vindretningen, i kryssretningen og torsjon, plottes inn i kurven i figur 2.6 (ISO 10137). Hvis konstruksjonen er på undersiden av kurven vil den være innenfor akseptable verdier for horisontale akselerasjoner. Kravet er gitt for en vindlast med en returperiode på 1 år. Det er en kurve for kontorer og en for boliger, hvor kurve 1 er kravet til kontorer og kurve 2 er kravet til boliger.

ISO 10137:2007(E)



Figur 2.6 Komfortkravet for bevegelser forårsaket av vindlast (ISO 10137)

2.2.4 Beregning av akselerasjonen

For å evaluere bygget etter ISO 10137 må man ha toppakselerasjonen og byggets egenfrekvens. Toppakselerasjonen beregnes etter NS-EN 1991-1-4 Vindlast. Nedenfor er de viktigste verdiene som brukes for å regne ut akselerasjonen gitt.

I NS-EN 1991-1-4 er vindhastigheten $v_{b,0}$ basert på en 50 års returperiode, og er gitt i det nasjonale tillegget. I ISO 10137 er komfortkravet for en vibrasjon påført av vind gitt ved en returperiode på 1 år. Omregning fra 50 år til en annen returperiode kan gjøres med en korreksjonsfaktor C_{prob} .

Stedsvindhastigheten $v_m(z)$ ved en høyde z over terrenget avhenger av terrengruheten $c_r(z)$, terrengformen $c_o(z)$ og basisvindhastigheten v_b , og er gitt i ligning 2.2.1.

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b \quad (2.2.1)$$

For å ta hensyn til dynamiske effekter inkluderes en turbulensintensitetsfaktor, gitt i ligning 2.2.2. Turbulensintensiteten $I_v(z)$ ved høyde z er definert som standardavviket σ_v av momentanvindhastigheten dividert med middelvindhastigheten (over 10 minutter). k_l er en turbulensfaktor gitt i det nasjonale tillegget.

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad (2.2.2)$$

For vurdering av de funksjonelle kravene bør den største forskyvningen og standardavviket av den karakteristiske akselerasjonen i vindretning for konstruksjonen i høyde z brukes. Utrengninger er beskrevet i henhold til tillegg B.

Toppakselerasjonen finnes ved å multiplisere standardavviket ($\sigma_{a,x}$) med en toppfaktor k_p . Toppfaktoren er forholdet mellom den største verdien av den fluktuerende delen av responsen og tilhørende standardavvik. Standardavviket ($\sigma_{a,x}$) for den karakteristiske vindinduserte akselerasjonen i vindretningen for punktet i høyde z på konstruksjonen beregnes ved bruk av ligning 2.2.3:

$$\sigma_{a,x}(z) = \frac{c_f \cdot \rho \cdot b \cdot I_v(z_s) \cdot v_m^2(z_s)}{m_{1,x}} \cdot R \cdot K_x \cdot \phi_{1,x}(z) \quad (2.2.3)$$

I ligningen er c_f en kraftfaktor, ρ er lufttettheten og b er konstruksjonens bredde. I henhold til teori kapittel 2.1.2 er det tre parametere som kan endres for å endre den dynamiske responsen til en konstruksjon. I ligning 2.2.3 for akselerasjonen er alle disse parametere med. Det er stivheten, massen og dempningsrate. Masse er med i ligningen gitt ved ekvivalent masse per lengdeenhet ($m_{1,x}$), definert i ligning 2.2.4. I formelen er R kvadratrotten av resonansandelen av responsen, og i den inngår byggets egenfrekvens og dempningsrate. Egenfrekvensen påvirkes av byggets stivhet og masse. K_x er en dimensjonsløs faktor, og $\phi_{1,x}(z)$ er svingeformen i vindretningen.

$$m_e = \frac{\int_0^l m(s) \phi_1^2(s) ds}{\int_0^l \phi_1^2(s) ds} \quad (2.2.4)$$

Ligning 2.2.4 tar utgangspunkt i den totale modale massen til konstruksjonen, og gjør den om til masse per lengdeenhet ved å igjen ta hensyn til svingeformen til konstruksjonen i denne moden.

2.3 Ulike løsninger for å endre de dynamiske egenskapene

Ut ifra den grunnleggende dynamiske teorien i kapittel 2.1.2 er det tre parametere som kan endres for å endre byggets dynamiske egenskaper. Stivhet, masse og dempning. Dette kapitlet tar for seg ulike løsninger for hvordan de tre parametere kan endres, og ser på løsninger brukt på dagens høye trehus.

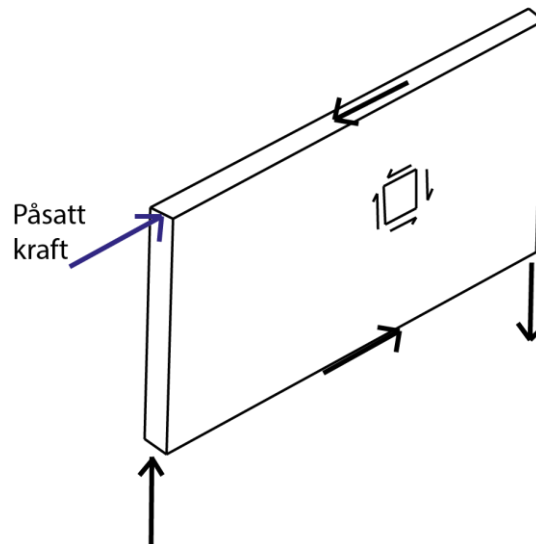
2.3.1 Stivhet

Stivhet er i bevegelsesligningen 2.1.1 knyttet opp mot forflytningen av konstruksjonen. Ved en påsatt kraft vil forflytningen minke hvis stivheten økes. Endring av stivheten vil også påvirke egenfrekvensen til konstruksjonen se ligning 2.1.11, hvor en økt stivhet vil føre til en økning av egenfrekvensen. I tillegg til metoder for avstivning vil også materialenes stivhetsegenskaper være viktig for den totale stivheten til bygget. Tilslutt i delkapittelet er det en beskrivelse av de aktuelle materialenes stivhetsegenskaper.

Løsninger for å endre stivheten til konstruksjoner

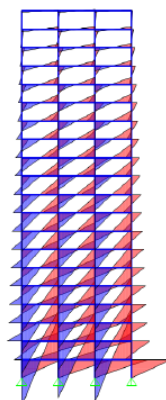
Det finnes mange systemer for å øke stivheten med hensikt på å motstå horisontale laster. De kan deles inn i tre fundamentale systemer, og alle andre løsninger er en kombinasjon av disse. Det er skjærvegger, momentstiv ramme og avstivet rammet. Teorien til dette delkapittelet er basert på (Sandelin & Budajev 2013).

Skjærvegger (skiver) starter ved fundamentet og er kontinuerlige over hele byggets høyde. Veggene gir stor styrke og stivhet til bygget i den retningen de er orientert. Det store tverrsnittsarealet til veggene vil gi et stort treghetsmoment, som igjen vil redusere den horisontale svainingen av bygget. I figur 2.7 er kreftene som vil opptre i en skive ved en ytre påsatt kraft illustrert. Plasseringen av veggene er ofte avhengig av om bygget er et bolig- eller kontorbygg. I boligbygg kan veggene plasseres mellom ulike boenheter. I kontorbygg er det ofte større krav til fleksible planløsninger, og veggene blir da ofte plassert langs yttervegg eller i en indre kjerne rund heis og trappesjakt. For å stabilisere bygget mot horisontale laster fra flere retninger må det ha minst tre skjærvegger. De må ikke krysse hverandre, og alle kan ikke være parallelle.



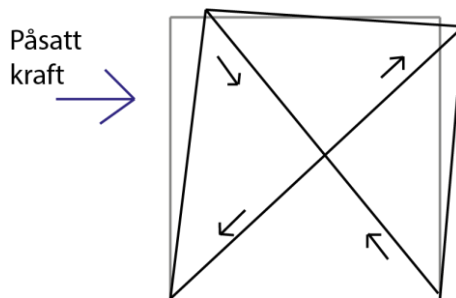
Figur 2.7 Responderende krefter i en vegg som fungerer som en skive ved en ytre påsatt kraft (Sandelin & Budajev 2013)

Momentstiv ramme er bygd opp av stive forbindelser mellom horisontale og vertikale deler. Motstanden mot horisontale laster er først og fremst avhengig av stivheten og utformingen til forbindelsene, men også bøyestivheten til bjelker og søyler. Høyde på etasjene og avstanden mellom søylene og bjelkene påvirker også systemets styrke og stivhet. Bøyemomentene vil være størst i nederste del av bygget, dette er illustrert i figur 2.8. Hvor de blå og røde trekantene representerer størrelsen på bøyemomentet som vil oppstå her. Det er ingen trekantene i toppen og de øker nedover mot bunnen hvor det største utslaget er. Systemet gir fleksible løsninger både i forhold til planløsninger og plassering av vinduer og dører.



Figur 2.8 Bøyemomenter for en avstivet ramme (Sandelin & Budajev 2013)

Avstivet ramme består av diagonale avstivere som motstår de horisontale lastene. Avstiverne vil enten være i strekk eller trykk avhengig av retningen på den horisontale lasten. Den aksiale stivheten til diagonalene er derfor avgjørende for hvordan motstanden mot horisontale laster blir. Det er mange forskjellige typer av diagonale avstivere. En vanlig variant er et kryss (se figur 2.9), det er effektivt og tar imot laster i begge retninger. Men en ulempe er at det tar mye plass og gir lite rom for åpninger til dører og vinduer. Andre eksempler er vist i figur 2.10.

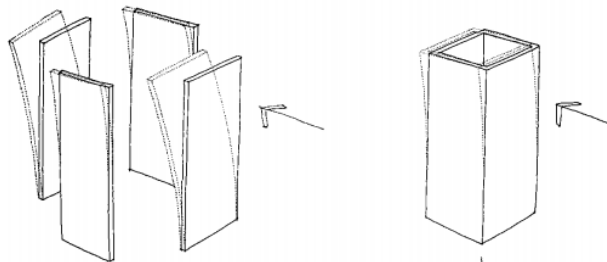


Figur 2.9 Krefter i diagonalene ved en påsatt horisontal kraft (Sandelin & Budajev 2013)



Figur 2.10 Eksempler på måter å plassere avstivende diagonaler (Sandelin & Budajev 2013)

Det finnes mange kombinasjoner av de tre systemene. Det finnes flere varianter av avstivede rammer med momentstive forbindelser. Et annet system som det finnes mange varianter av er tube design. Det vil si at man lager en vertikal hul boks. En boks som består av fire vegger festet sammen i hjørnene, vil ha et høyere treghetsmoment og dermed gi større motstand mot horisontale laster, enn fire tilsvarende vegger som ikke er festet sammen, se figur 2.11



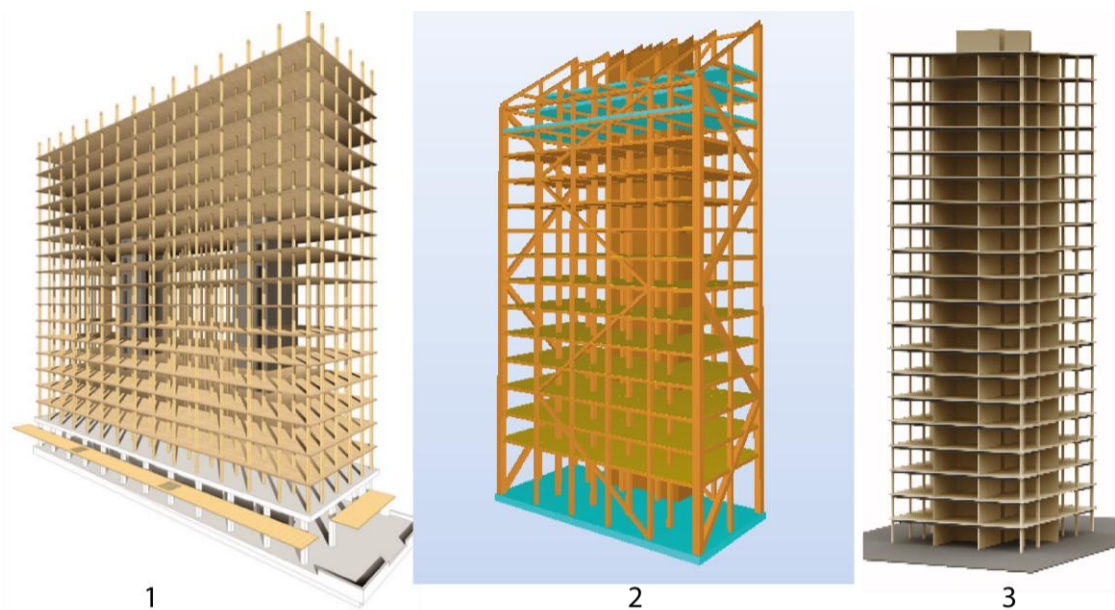
Figur 2.11 Effekten av å forbinde veggene til en tube. Når veggene ikke er festet sammen vil det være en større utbøying enn om de virker sammen. (Sandelin & Budajev 2013)

Stivhet i høye trehus

Det er gjennomført et litteraturstudie for å se på hvilke løsninger for horisontal avstivning som er brukt på høye trehus. Studien viser et utvalg av det som er bygget og planlagt. Det er stor interesse rundt høye trehus, og det er i dag mange planlagte bygg på over 14 etasjer. Mange av de er i tidlig planleggingsfase, så hvordan stivhet og bæresystem er løst er enda ikke helt klart, og det er lite informasjon tilgjengelig. For de byggene som er bygget eller under bygging, er det gode beskrivelser. Resultatene viser at det er tre hovedmetoder for avstivning i høye trehus. Det er å bruke en kjerne i betong, ha avstivende diagonaler i limtre

eller å ha skjærvegger i massivtre. Under følger en kort beskrivelse av de tre, og figur 2.12 viser et eksempel på hver.

- **Betong kjerne:** Trapp og heissjakt i betong som tar de horisontale lastene. Dekker i CLT og søyler og bjelker i limtre. Trekonstruksjonen tar de vertikale lastene.
- **Diagonaler:** Søyler, bjelker og diagonaler i limtre. Oppbygning som et fagverk. Flest dekker i CLT, noen av dekkene er byttet ut med betong.
- **Massivtre vegger (skiver):** Vegger, dekker og kjerne i CLT. Veggskivene tar horisontale laster. Gir ofte en lite fleksibel planløsning, og blir mye brukt i studenthybler.



Figur 2.12 Ulike metoder for avstivning av høye trehus. 1 Betong kjerne, 2 Diagonaler i limtre, 3 Vegger i massivtre

Tabell 2.1 viser en oversikt over et utvalg av bygde og planlagte høye trehus. Det er totalt 16 bygg sortert etter antall etasjer fra 9-34. Siden de dynamiske utfordringene øker med høyden på bygningen er det valgt å se på løsningene som brukes i de høyeste bygningene. Og det er derfor valgt å ikke ta bygg under 9 etasjer med i studiet. Bygg under 9 etasjer er også blitt mer og mer vanlig, og det finnes i dag et stort utvalg av bygg i denne høyden. I tabellen vises navn på bygget, hvilket land det ligger i, antall etasjer, høyde og når det skal ferdigstilles. I tillegg er det en kort beskrivelse av bæresystem og kilde til hvor informasjonen er funnet. De to siste byggene i tabellen er mulighetsstudier. The Case for Tall Wood (Green, 2012) og Timber Tower Research Project (Skidmore et al. 2013) ser på mulighetene til å bygge trehus på henholdsvis 12-30 og 10-42 etasjer. Begge studiene bruker et eksisterende betongbygg som utgangspunkt for designet på bygget.

Tabell 2.1 Oversikt over et utvalg av høye trehus med 9 etasjer eller mer.

Navn / sted	Land	Etasjer	Høyde (m)	Ferdig	Bæresystem	Kilde
Moholt	Norge	9		2016	CLT vegger, dekker og kjerne	(Veidekke.no 2016)
Cenni de cambiamento	Italia	9		2013	CLT vegger, dekker og kjerne – tykkelsen på CLT minker oppover i etasjene.	(FII & BSLC 2014)
Forte	Australia	10	32	2012	CLT vegger, dekker og heissjakt.	(FII & BSLC 2014)
Treet	Norge	14	51	2015	Limtrefagverk, to «power storeys» med dekker i betong, kjerne i CLT, prefabrikerte massivtremoduler.	(Bjertnæs & Malo 2014)
Värtahamnen Folkhem	Sverige	14		2025	CLT vegger og dekker, betongkjerne	(Folkhem.se 2016)
Älvsjö Folkhem	Sverige	16		2023	CLT vegger og dekker, betongkjerne	(Folkhem.se 2016)
Mjøstårnet	Norge	17	74	2018	Limtre søyler, bjelker og diagonaler. CLT kjerne, tredekker, betongdekker i toppen (7etasjer)	(Bjertnæs 2016)
Vancouver	Canada	18	53	2017	To kjerner i betong, søyler og bjelker i limtre, dekker i CLT.	(archdaily.com 2016)
Hyperion	Frankrike	18	57	2019 / 2020	Kjerne i betong, søyler og bjelker i limtre, dekker og vegger i CLT.	(archdaily.com 2016)
Kulturhus Skellefteå	Sverige	19	76	2019	Tremoduler i CLT. Limtre vegger, bjelker og søyler. Stål i overganger og forbindelser.	(Difk.no 2016)
Louodden folkhem	Sverige	20		2025	CLT vegger og dekker, betongkjerne	(Folkhem.se 2016)
Haut	Nederland	21	73	2019	CLT	(Teamv.nl 2016)
Hoho Vienna	Østerrike	24	84	2017/ 2018	Kjerne i betong, resten tre.	(Hoho-wien.at 2016)
Västerbroplan	Sverige	34		2023	Kjerne i betong, resten tre.	(cfmoller.com 2016)
«Case for tall wood buildings»		12-30		-	Kjerne og skjervegger i CLT	(Green 2012)
«Timber tower research project»		10-42		-	Kjerne og skjervegger i CLT.	(Skidmore et al. 2013)

Stivhetsegenskaper til materialene

Stivhetsegenskapene til materialene er viktig for den totale stivheten til bygningen. I tabell 2.2 er elastisitetsmodul og skjærmodul for betong, tre og stål listet opp. For betong og tre vil egenskapene variere med fasthetsklassen. I tabellen er det derfor valgt ut en fasthetsklasse for både betong og tre. Tre er et isotropt materiale og har ulike egenskaper i ulike retninger. For elastisitetsmodulen er det en verdi som går parallelt med fibrene (11 000 N/mm²), og en verdi som går tvers på fibrene (370 N/mm²).

Tabell 2.2 Stivhetsegenskaper for betong, tre og stål

Materiale	Elastisitetsmodul E (N/mm ²)	Skjærmodul G (N/mm ²)	Standard
Betong C30	33 000	14 000	NS-EN 1992-1-1
Tre C24	11 000 / 370	690	NS-EN 338
Stål	210 000	81 000	NS-EN 1993-1-1

2.3.2 Masse

I bevegesligningen 2.1.1 er massen til konstruksjonen knyttet sammen med akselerasjonen. Massen er også avgjørende for egenfrekvensen til konstruksjonen. En økning av massen vil gi lavere egenfrekvens. I dynamisk analyse er også plasseringen av massen viktig. En egenfrekvens er knyttet til svingeformen på moden den opptrer i, og da er plasseringen av massen i forhold til svingeformen avgjørende for akselerasjonen, beskrevet i kapittel 2.1.2.

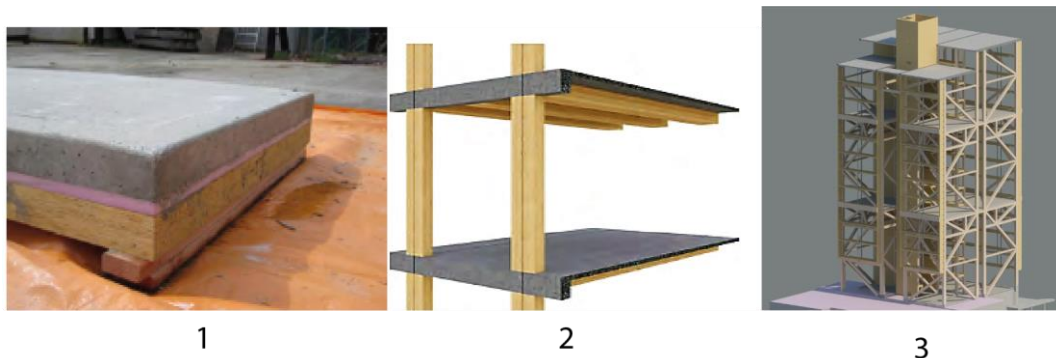
Sammenlignet med andre konstruksjonsmaterialer er tre et lett materiale. I tabell 2.3 er tettheten til de ulike konstruksjonsmaterialene listet opp. Betong har en masse over fem ganger massen til tre. I trebygg er det derfor enkelt å øke den totale massen ved å bytte ut noe av treet med tyngre materialer som f.eks. betong.

Tabell 2.3 Tetthet til betong, tre og stål

Materiale	Tetthet (kN/m ³)	Kilde
Betong	24,0	NS-EN 1991 1-1
Tre C24	4,2	NS-EN 1991 1-1
Stål	77,0	NS-EN 1991 1-1

I byggene som er bygget/planlagt i dag er det flere alternativer for hvordan økt masse er lagt til. Ofte legges det ekstra masse på dekkene for å øke den totale massen. Betongpåstøp på et tredekke er en løsning som er brukt flere steder (FFI BSLC 2014). Å bytte ut hele tredekke med betongdekke er også en brukt løsning (Bjertnæs & Malo 2014; Andersen 2016).

I figur 2.13 er tre eksempler på økt masse med betong vist. Det først bildet viser betongpåstøp på et tredekke(FFI BSLC 2014). Bilde to viser en annen hybrid løsning med doble bjelker i tre og et betongdekke oppå (FFI BSLC 2014). På siste bildet er det plassert betongdekker for hver femte etasje i bygningen (Bjertnæs & Malo 2014)



Figur 2.13 Eksempler på økt masse i form av betong i et trehus. 1 er betongpåstøp på kompakt tredekke, 2 er betongdekke oppå doble bjelker av tre og 3 er hele dekker byttet ut med betong i noen etasjer.

2.3.3 Dempning

Dempning er en parameter det er vanskelig å beregne på forhånd. Derfor er det vanlig å benytte standard verdier for ulike typer konstruksjoner. Verdiene er basert på erfaringer og målinger gjort på lignende bygninger, se tabell 2.4. Verdiene er hentet fra NS-EN 1991-1-4 for alle bygninger bortsett fra trebygninger. For trebygninger finnes det ingen verdi i standarden. Verdiene for trebygninger listet opp i tabell 2.4 er valgt etter målinger gjennomført på høye trehus (Olsen & Hansen 2016; Feldmann et al. 2016). Målingene til (Feldmann et al. 2016) er gjennomført på tre høye trehus med høyder på 24m-27m, og målt dempningsrate er 1,3-2,9 for første mode. Målingen til (Olsen & Hansen 2016) er gjennomført på to bygninger. På Treet ble det målt en dempningsrate på 1,6-2,5. Og på Moholt 50150 ble det målt en dempningsrate på 1,5-2,3.

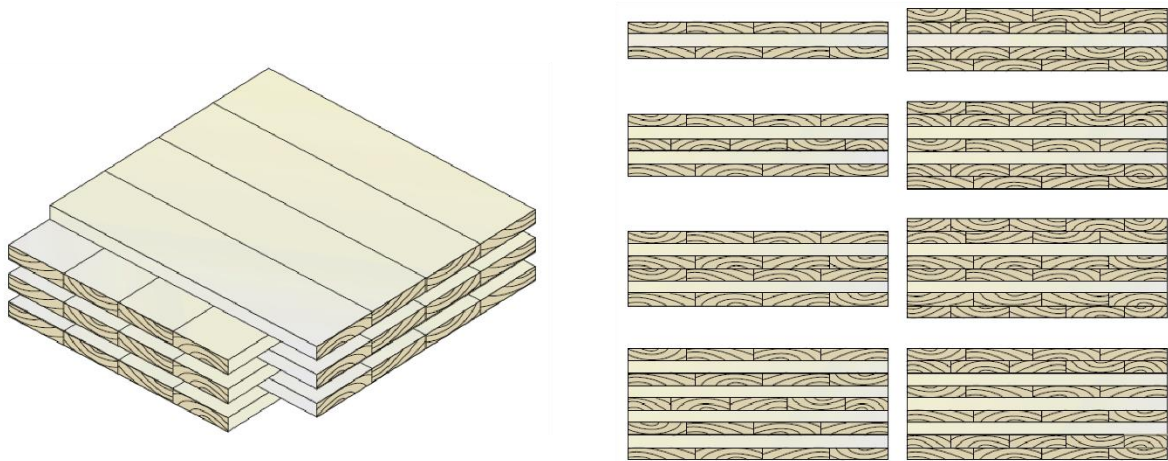
Tabell 2.4 Dempning for ulike typer konstruksjoner

Bygningstype	Konstruksjonsdempning δ	Dempningsrate ξ i prosent av kritisk dempning
Armerte betongbygninger	0,10	1,6
Stålbygninger	0,05	0,8
Bygninger av stål og betong	0,08	1,3
Trebruer	0,06-0,12	1,0-1,9
Trebygninger	0,08-0,18	1,3-2,9

2.4 Massivtre

Massivtre vil ikke ha samme stivhetsegenskaper som vanlig konstruksjonsvirke eller limtre. Da denne oppgaven ble skrevet var det ingen standard for massivtre. En standard er under utvikling og vil snart bli utgitt. I dette kapittelet gis det derfor en forklaring på hvordan materialet er bygd opp, og hvordan stivhetsegenskapene kan beregnes.

Massivtreelementer er normalt lameller satt sammen til større elementer ved bruk av lim. Det er også mulig å bruke spiker, skruer, tredybler eller stålstag. Lagene er krysslågt med en vinkel på 90 grader. De krysslågte elementene kan bygges opp med så mange sjikt som nødvendig (Treteknisk 2008). Normalt antall sjikt er 3-9. Figur 2.14 viser massivtreets oppbygning og ulike måter å kombinere sjiktene på. Vanligvis er antall lameller et oddetall slik at de ytterste sjiktene er orientert i hovedretningen (FPIinnovations 2013). Det er vanlig at de ytterste sjiktene har en høyere fasthetsklasse enn de indre sjiktene, fordi yttersjiktene gir størst bidrag til bøyefastheten til elementet (Treteknisk 2008)



Figur 2.14 Oppbygning av massivtre. (FPIInnovations 2013)

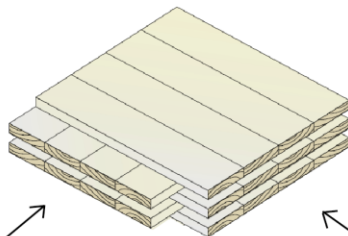
Oppbygningen av massivtreet gjør at det får ulike egenskaper i retningen som går parallelt med lamellene i yttersikt og retningen som går 90 grader på yttersiktene. Massivtreelementer kan brukes både som plater og skiver. Et massivtreelement fungerer som en plate når belastningen er normalt på elementet, for eksempel når det brukes som et dekke. Når belastningen er i elementplanet fungerer massivtreet som en skive. Massivtreelementer brukt som vegger for å ta horisontale laster vil fungere som en skive. (Treteknisk 2008)

I tabell 2.2 er elastisitetsmodulen for tre med kvalitet C 24 listet opp. Det er stor forskjell på om man ser på elastisitetsmodulen i retningen som går parallelt med fibrene i treet og retningen som går tvers på fibrene. For et massivtreelement satt sammen av flere sjikt vil elastisitetsmodulen i en retning være et resultat av hvor mange sjikt som er orientert med fiberretningen i denne retningen. De andre sjiktene vil ha minimal betydning på den totale elastisitetsmodulen. Derfor kan en forenklet regne ut elastisitetsmodulen i en retning ved å se på hvor stort areal av elementet som har lameller orientert parallelt med retningen. Tilsvarende vil elastisitetsmodulen i motsatt retning være prosenten av de sjiktene som går i den andre retningen. Summeres elastisitetsmodulen for de to retningen, vil resultatet være elastisitetsmodulen til kvaliteten på trevirket som brukes. Denne metoden vil være litt konservativ da det vil være et lite bidrag fra de andre sjiktene, og også limingen mellom sjiktene kan være med å øke elastisitetsmodulen noe. Figur 2.15 viser et eksempel på hvordan forenklet elastisitetsmodul kan beregnes.



60% av arealet har lameller som går parrallelt med retningen på yttersijkt
 40% av arealet har lameller som går 90 grader på yttersijkt

E-modul til materialet er $11\,000\text{ N/mm}^2$ (C24)



Hvis kreftene kommer i pilens retning vil 40% av arealet ha en E-modul på $11\,000\text{ N/mm}^2$. Forenklet E-modul blir $4\,400\text{ N/mm}^2$.

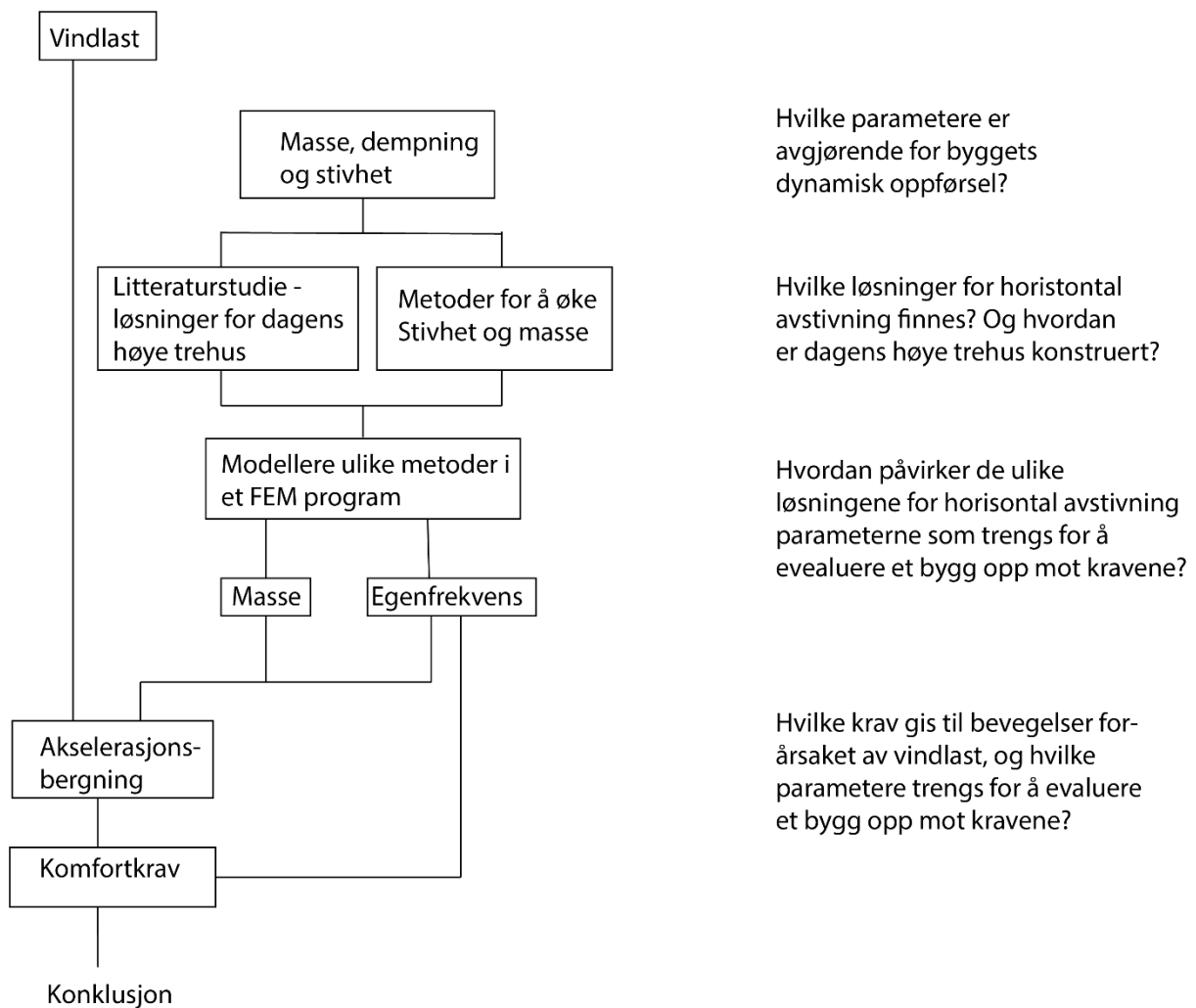
Hvis kreftene kommer i pilens retning vil 60% av arealet ha en E-modul på $11\,000\text{ N/mm}^2$. Forenklet E-modul blir $6\,600\text{ N/mm}^2$.

Figur 2.15 Viser en forenklet metode på hvordan massivtreets elastisitetsmodul kan beregnes.

Metode

3.1 Forskningsstrategi

Forskningsstrategien er vist visuelt i figur 3.1. Figuren viser hvilke steg som er tatt for å komme frem til konklusjonen. Til høyre i figuren er delspørsmålene til problemstillingen listet opp. De fire delspørsmålene vil bli besvart gjennom teoriinnsamling, FEM-modellering, resultater og analyse. Og de vil danne grunnlaget for å nå målet med oppgaven.



Figur 3.1 Forskningsstrategi for oppgaven

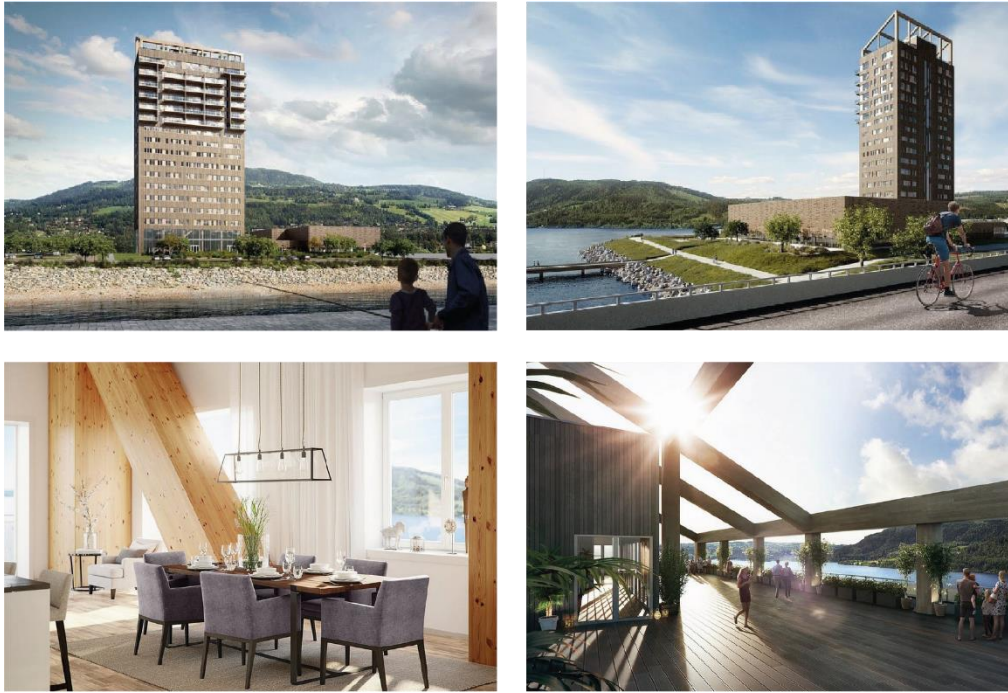
Problemstillingen tar utgangspunkt i at det skal ses på dynamisk respons forårsaket av vindlast. I vindlaststandarden er det gitt en metode for å beregne akselerasjonen i bygninger. Før akselerasjonen beregnes kartlegges de dynamiske faktorer som påvirker et bygg; Stivhet, masse og demping. Av de tre parameterne er demping en verdi som er vanskelig å beregne, se kapittel 2.1.2 og 2.3.3. Det er derfor valgt å ikke undersøke ulike løsninger for å endre dempingen, men valgt en verdi som benyttes i alle modellene. I tillegg er det gjennomført en sensitivitetsanalyse for å undersøke hvilken innvirkning en høyere og lavere verdi av dempingen vil ha. I denne oppgaven skal derfor løsninger for å endre stivhet og masse undersøkes. Ulike løsninger for å endre masse og stivhet ble kartlagt og et

litteraturstudie av høye trehus ble gjennomført for å finne ut hvilke løsninger som er brukt. Dette gir utgangspunkt for å modellere ulike løsninger i et FEM-program. Resultatene fra modelleringen vil gi byggenes egenfrekvens og masse, det er parameteren som trengs for å kunne beregne akselerasjonen. Akselerasjonen og egenfrekvensen fra modelleringen gir grunnlag for å kunne evaluere bygningene etter komfortkravet til bevegelser forårsaket av vindlast. Når dette er gjort for alle modeller vil det gjennomføres en analyse av resultatene, som vil føre til en konklusjon av problemstillingen.

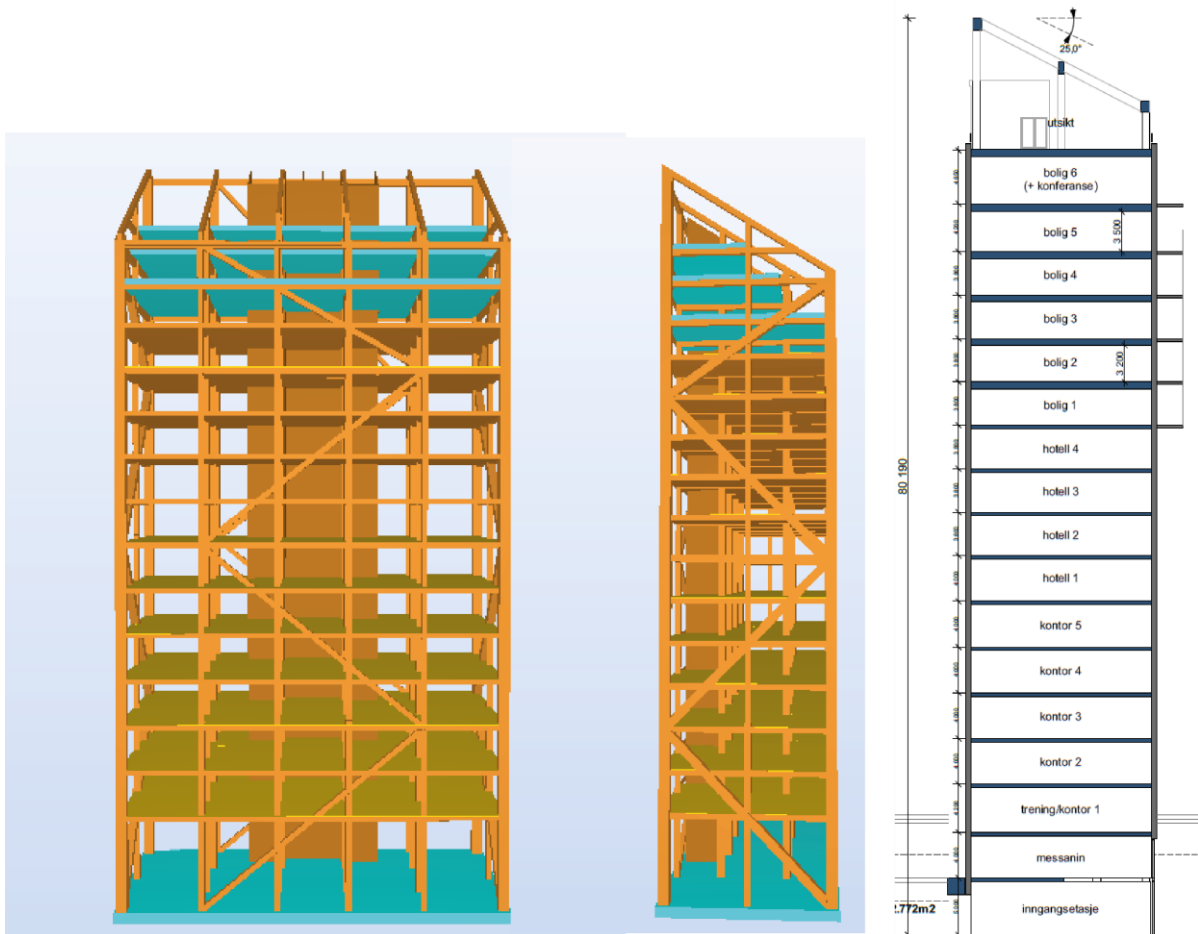
3.2 Case

For å finne svar på problemstillingen er det valgt å finne et planlagt/eksisterende bygg som utgangspunkt for analysene. Mjøstårnet, et planlagt 17 etasjes bygg, ble valgt siden det skal bygges i Norge. Noe som har gjort at det har vært enkelt å få tilgang på informasjon om bygget, gjennom at det tidlig i prosessen ble opprettet kontakt med Sweco som er ansvarlig konstruktør for prosjektet. Ved å ha et planlagt bygg som utgangspunkt vil det vertikale bæresystemet være løst. Oppgaven undersøker derfor kun metoder for å endre stabiliteten i forhold til horisontal last. Mjøstårnets bæresystem og avstivningsløsninger egner seg også godt som utgangspunkt for å teste andre løsninger.

Mjøstårnet skal bygges i Brumunddal i Norge. Bygget vil bli 74 meter høyt og har 17 etasjer, noe som gjør det til et av verdens høyeste trehus når det blir ferdigstilt. Det er Voll arkitekter som har tegnet bygget, som skal inneholde leiligheter, hotell og kontorer. Illustrasjoner av bygget er vist i figur 3.2. Bygget ligger plassert helt inntil Mjøsa, og blir et stort bygg sammenlignet med hva som finnes i området. Illustrasjonene viser også at det er store dimensjoner på limtreet som benyttes i søyler og diagonaler. Informasjon om Mjøstårnet er gitt av Sweco. Modelleringen av konstruksjonen tar utgangspunkt i modellen vist i figur 3.3, som viser oppbygningen av bæresystemet, plassering av søyler, bjelker og diagonaler. Det vil være et bæresystem av limtre. Dekkene vil i de nederste etasjene være tredekker med en total egenvekt på $3,1 \text{ kN/m}^2$. I de 7 øverste etasjene er det et 300mm tykt betongdekke, med en total egenvekt på $7,5 \text{ kN/m}^2$. Figur 3.3 viser et snitt av bygningen, hvor etasjefordeling og etasjehøyder kan sees. Her ser en også hvor dekkene i betong er plassert.



Figur 3.2 Illustrasjoner av Mjøstårnet (Prospekt fra DNB Eiendom, 2016)



Figur 3.3 Bæresystemet i Mjøstårnet og snitt av Mjøstårnet som viser etasjefordeling og etasjehøyder (Sweco)

Det er gjort noen endringer i grunnmodellen som brukes i denne oppgaven sammenlignet med hvordan det planlagte Mjøstårnet skal være. Dette er gjort for å enklere kunne sammenligne ulike avstivningsmetoder. Endringene som er gjort er listet opp under:

- Kuttet den skrå toppen, så bygget er en rektangulær kloss. Bygget får da en enkel geometrisk form, og effekter som kan oppstå på grunn av geometriske ulikheter unngås.
- Alle etasjer er like høye og etasjehøyden er 3,9m. Grunnmodellen får da en jevn massefordeling.
- Endret utformingen av trapp-/heissjakt. Dette er gjort for enklere gjøre den om til en kjerne, som kan plasseres både langs yttervegg og sentralt i bygget.
- Dekkene blir enten 300mm massivtre eller 300mm betong.

3.3 Oppbygning av modellene

Et finite element program skal benyttes for å finne svar på delspørsmål fire i problemstillingen; *Hvordan påvirker de ulike løsningene for horisontal avstivning parameterne som trengs for å evaluere et bygg opp mot kravene?* Ved å bygge opp en grunnmodell og gjøre endringer på den kan man kjøre mange analyser, og samle mye data på kort tid.

Finite element programmet Sofistik er brukt i analysene. Det er et elementmetode-program med et vidt spekter av funksjonaliteter. Programmet er egnet for statiske og dynamiske analyser av de fleste konstruksjoner som kan modelleres med bjelke- og skallelementer. Det er enkelt å gjøre endringer i en modell, og det egner seg derfor svært godt til analyser som ser på mange ulike modeller (Sofistik AG 2015). Tilgang til programmet og muligheter for å få hjelp fra personer som bruker programmet daglig, ble avgjørende for valget av analyseprogram. Målet med modelleringen er å få den totale massen og egenfrekvensen til alle modellene. Da egenfrekvensen skal plottes inn i kurven for komfortkrav og både egenfrekvens og masse brukes i beregningen av akselerasjonen. Programmet benytter modal analyse for å finne bygningenes moder. For hver mode vil det gis en egenfrekvens og svingeform.

Modellene er tegnet i programmets tegnemodul sofiplus x, som bygger på autocad. De er tegnet som linjemodeller hvor linjene/arealene tilegnes egenskaper ut ifra definerte materialer og konstruksjonsdeler.

Det ligger mange standardverdier for materialer inne i programmet. NS-EN 1992-1-1 er valgt som standard. Da ligger riktige verdier for betong og limtre inne. Ulike egenskaper for limtre ligger inne i programmet for GL28C og GL32C, men ikke for GL 30C. Det er laget et eget materiale for GL30C, med verdier hente fra NS-EN 14080. Utskrift av hvilke verdier som er lagt inn i programmet finnes i vedlegg A.

Massivtre ligger ikke inne i programmet, og det gjør det vanskelig å ta hensyn til de ulike sjiktene i massivtreet siden programmet kun kan gi egenskaper i to retninger. Det er derfor gjort en forenkling av materialet for å gjøre modelleringen enklere. Og for enkelt å kunne lage mange modeller til analysen. Metoden som er brukt i forenklingen er beskrevet i kapittel 2.4. Veggene skal fungere som skjærvegger for å ta opp horisontal last. Veggene skal festes sammen så de fungerer som en høy utraget vegg fra grunnen av (C24). For å finne et estimat på hvor stor del av et element som er orientert i de ulike retningen, er det sett på et utvalg av massivtreelementer fra en stor massivtreprodusent. I Stora Enso sine CLT elementer, med en tykkelse på 100-200mm, var det største forholdet 75/25 og det minste 60/40 (Store Enso 2016). Siden skjærveggenes viktigste oppgave i analysene er å motstå de

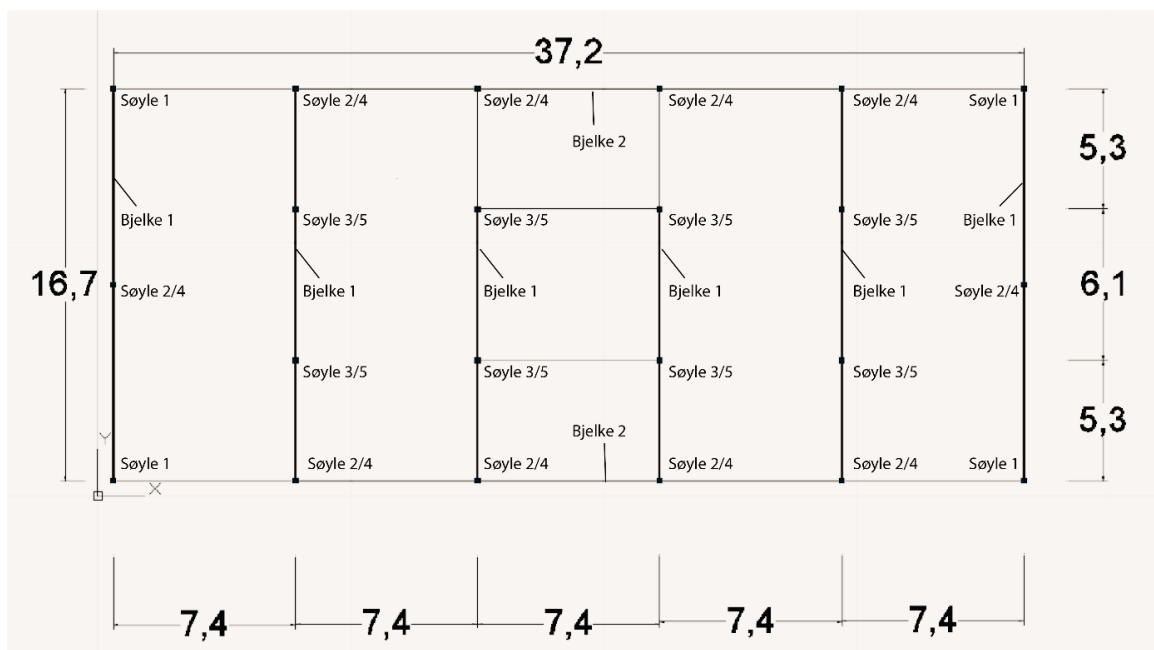
horisontale bevegelser, er det antatt at retningen på elementene er orientert så den høyeste E-modulen er i horisontal retning. Prosentandelen varierer vanligvis fra 60-75 % i den retningen som går parallelt med de ytterste lamellene. Det er valgt å bruke 70%, som for C24 gir en E-modul = 7700 N/mm². Forenklingen er vist i figur 3.4. I tillegg gjennomføres en sensitivitetsanalyse av en lavere og høyere verdi av elastisitetsmodulen. Resten av egenskapene til massivtreet er hentet fra ETA til Stora Enso (OiB 2014), da det ikke finnes noe standard verdier for massivtre. I vedlegg A er alle input-verdier for massivtre vist.



Figur 3.4 Forenkling av E-modul lagt inn i Sofistik

Dekkene er valgt til å enten være 300mm med massivtre eller betong. I denne oppgaven skal det ikke sees på kreftene i dekkene og de skal ikke kontrolleres. Det antas derfor at de er stive nok for å overføre laster til bæresystemet. Dekkene har fått samme egenskaper som massivtreveggene.

De ulike konstruksjonsdelene som benyttes til modellering er listet opp i tabell 3.1. Dimensjonene og kvaliteten på limtre er det samme som for Mjøstårnet. Tykkelsen på vegger er også valgt ut ifra det som er planlagt for Mjøstårnet. Informasjon om kvaliteten på limtre er gitt av Moelven, som er leverandør av limtre. Plasseringen av søyler og bjelker er vist i figur 3.5. For alle søyler bortsett fra hjørnesøylene er det en større dimensjon på søylene fra 0-16,8m enn det er fra 16,8m-toppen. Byggets totale høyde er 66,3m. Som tilsvarer 17etasjer med etasjehøyde 3,9m. Bredden på bygget er 37,2m og dybden er 16,7m. Målsetting er vist i figur 3.5.



Figur 3.5 Målsetting av utvendige dimensjoner, og plassering av søyler og bjelker.

Tabell 3.1 Liste over alle konstruksjonsdeler. Med beskrivelser av plassering, materiale og tverrsnittsdimensjon.

Konstruksjonsdel	Plassering	Materiale	Dimensjoner tverrsnitt
Søyle 1	De fire hjørnene på bygget, fra bakken til toppen.	Limtre GL30C	1000mm 1000mm
Søyle 2	Langs yttervegg fra 0m - 16,8m (høyde)	Limtre GL30C	585mm 570mm
Søyle 3	Innvendig fra 0m - 16,8m (høyde)	Limtre GL30C	715mm 675mm
Søyle 4	Langs yttervegg fra 16,8m - toppen	Limtre GL30C	540mm 515mm
Søyle 5	Innvendig fra 16,8m – toppen	Limtre GL30C	665mm 630mm
Diagonal 1	Langs bredden (kort side)	Limtre GL30C	800mm 800mm
Diagonal 2	Langs lengden (lang side)	Limtre GL30C	470mm 470mm
Bjelke 1	Langs bredden (kort side) (antall 6)	Limtre GL30C	430mm 540mm
Bjelke 2	Langs lengden (lang side) (antall 2)	Limtre GL30C	190mm 540mm
Vegg tre	Vegger rund heis- og trappesjakt – skjærvegger	CLT C24	140mm (tykkelse)
Vegg betong	Vegger rund heis- og trappesjakt – skjærvegger	Betong C30	140mm (tykkelse)
Dekke tre	Se modellene	CLT C24	300 mm (tykkelse)
Dekke betong	Se modellene	Betong C30	300mm (tykkelse)

Bygget har en rektangulær grunnflate med en lengde på litt over det dobbelte av bredden. Det vil føre til at bygget får en sterk og en svak retning i forhold til horisontale bevegelser. Ser man på bygget som en bjelke utkraget fra grunnen, vil det være et større treghetsmoment langs x-aksen enn y-aksen ($I = bh^3/12$). Plasseringen av skjærvegger og diagonaler er derfor valgt for å gi mest mulig avstivning i den svakeste retningen.

Laster:

For beregning av byggets egenfrekvens er de eneste lastene som skal være med byggets egen- og nyttelast. Byggets masse er avgjørende både for egenfrekvensen og beregning av akselerasjon.

Egenlaster:

Egenvekten til modellene regnes ut av Sofistik. Det er kontrollert at vekten på materialene i programmet stemmer overens med standardverdier for de ulike materialene. I modellene er det kun bæresystemet som er modellert. Bygget vil i tillegg ha flere egenlaster i form av isolasjon, kledning og belegg på dekker. Det er lagt inn en påsatt egenlast på alle dekker på $0,4 \text{ kN/m}^2$. Verdien er hentet fra byggforskserien 471.031. $0,4 \text{ kN/m}^2$ tilsvarer parkett på parkettunderlag, golvplate og flytesjikt av tung mineralull for et massivtredekke, og 20 mm avrettingsmasse og myke eller halvharde golvbelegg på et betongdekke.

Nyttelaster:

Karakteristiske nyttelaster er gitt i NS-EN 1991-1-1. For bolig og hotell er den karakteristiske verdien satt til $2,0 \text{ kN/m}^2$ og for kontorer $3,0 \text{ kN/m}^2$. Mjøstårnet skal bestå av både boliger, hotell og kontorer. Det er valgt å bruke $2,0 \text{ kN/m}^2$ i alle etasjer, for å gi grunnmodellen en jevn massefordeling.

Ved beregning av egenfrekvens er 30% av nyttelasten tatt med som permanent. Dette er i henhold til tabell NA.A1.1 i NS-EN 1990.

Opplag:

Fundamenter er utelatt fra analysen. De er erstattet med linjeopplag langs vegger og punktopplag under søyler. De er fastholdt mot forskyvinger i x, y og z retning, men tillater rotasjon.

Ranbetingelser:

I grunnmodellen er forbindelser mellom alle søyler og bjelker leddet. Og de er leddet i alle modeller bortsett fra modell 15, som ser på effekten av å ha stive forbindelser. Vegger i trapp-/heissjakt er modellert for å ta krefter i x, y og z retning i grunnmodellen. Når veggene rundt trapp-/heissjakt plasseres så de danner et rektangel, modelleres de med momentstive forbindelser. Da vil effekten av å lage en «tube» dannes, og det vil øke stivheten ytterligere.

3.4 Modellene

De ulike løsningene for å stive av et bygg mot horisontale laster skal analyseres. Materialene som brukes vil i størst mulig grad være limtre og massivtre. Det er først modellert en grunnmodell som består av søyler, bjelker, dekker og vegger rundt tre sider av heissjakten. Grunnmodellen er ikke avstivet mot horisontale laster. Den er da utgangspunktet for å teste ulike løsninger for å endre stivheten og massen. Det er totalt 25 modeller, som er delt inn i seks ulike grupper. Det er stive forbindelser, diagonaler, skjærvegger i massivtre, økt veggykkelse, kjerne i betong og økt masse. Kapittel 2.3 er grunnlaget for valg av metoder og inndeling i seks ulike grupper. Alle modellene er illustrert hver for seg i vedlegg B.

Stive forbindelser: Å ha et avstivet rammesystem er en av de tre hovedmetodene for å øke stivheten til en konstruksjon. Derfor er løsningen testet ved å endre forbindelsen mellom bjelker og søyler fra leddet til stive. Forbindelsene vil da kunne overføre krefter i alle retninger, og også momentkrefter.

Diagonaler i limtre: Å ha avstivende diagonaler er en av de tre hovedmetodene for å øke stivheten til en konstruksjon. For høye trehus er løsningen foreløpig bare benyttet i Norge, i både Treet og Mjøstårnet. Det vil være en modell som tar utgangspunkt i plassering av diagonaler slik de er plassert på Mjøstårnet. I tillegg analysere effekten av å øke antallet diagonaler. Totalt er det tre modeller.

Skjærvegger i massivtre: Skiver i form av vegger som tar skjærkrefter er en av hovedmetodene for å øke stivheten til en konstruksjon. Alle veggene går kontinuerlig fra fundament opp til toppen av bygget. Det er 11 ulike modeller. Effekten av å gjøre trappe-/heissjakten om til en kjerne formet som en «tube», og plasseringen av den skal analyseres. Antall skjærvegger og plasseringen av de blir også analysert. Valg av plassering er basert på de løsningene som ble funnet i litteraturstudiet i kapittel 2.3.1.

Økt veggykkelse: Veggykkelsen til veggene vil påvirke hvor stor stivhet de gir. En av modellene fra skjærvegger velges som utgangspunkt for analysen. To modeller med økt veggykkelse testes.

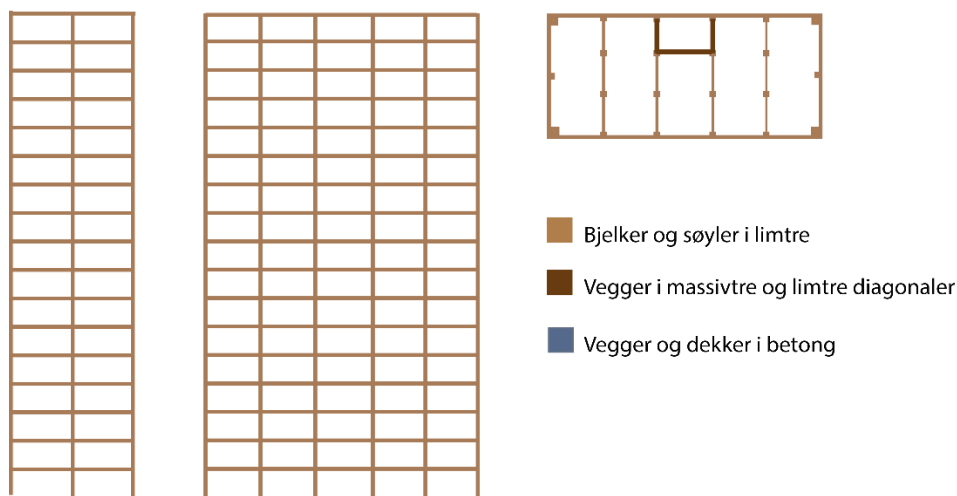
Kjerne i betong: En løsning som mange av de planlagte høye trehusene benytter er å ha en kjerne, formet som en «tube», i betong. Betong har høyere stivhetegenskaper enn massivtre, og byggets totale stivhet vil derfor øke. To modeller blir testet, hvor det er ulik plassering av kjernen.

Økt masse: Å øke massen til bygget er en løsning for å endre byggets dynamiske egenskaper. Det er valgt å ta utgangspunkt i en av modellene som har økt stivheten noe i forhold til grunnmodellen. Grunnmodellen har ingen avstivning, noe et høyt trehus må ha for å ta vindlasten og oppfylle kravene til komfort. Økt masse legges inn i modellene ved å endre dekkene fra massivtre til betong. Totalt er det seks modeller. Både økningen av masse og plasseringen av den skal analyseres.

Under følger en kort beskrivelse og illustrasjon av oppbygningen til grunnmodellen og hver av de seks gruppene som er beskrevet ovenfor. En illustrasjon av hver enkel modell er vist i vedlegg B.

Grunnmodellen

Grunnmodellen består av bjelker og søyler i limtre. Dekker i massivtre og tre massivtrevegger rundt en heissjakt plassert langs yttervegg. Modellen er vist i figur 3.6. Forbindelsene mellom søyler og bjelker er modellert som leddet. Forbindelsene mellom veggene er at de er koblet sammen, og kan ta krefter i x,y og z retning. Grunnmodellen er **modell 1**.



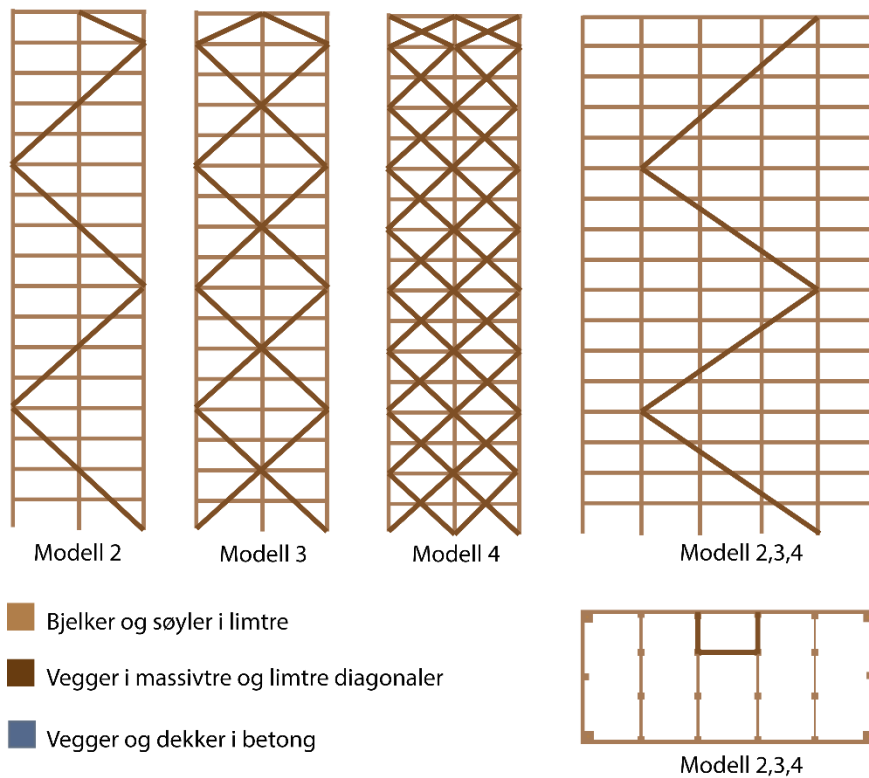
Figur 3.6 Illustrasjon av grunnmodellen

Stive forbindelser

Lik som grunnmodellen, men forbindelsene er stive. I grunnmodellen er forbindelsene mellom søyler og bjelker leddet. **Modell 15**.

Diagonaler

Modellene tar utgangspunkt i grunnmodellen og har varierende antall diagonaler. Langs sterk side er de tre modellene like, og har fire diagonaler, som går i et sikksakkmønster fra bunn til topp. I **modell 2** er det fem diagonaler som går i et sikksakkmønster fra bunn til topp. I **modell 3** dobles antall diagonaler fra modell 2, og de plasseres så de danner et kryssmønster med diagonalene fra modell 2. I **modell 4** dobles antall diagonaler fra modell 3 og lager mange kryss over hele fasaden. Dimensjonene på diagonalene er 470mmx470mm for diagonalen som avstiver sterk side, langs x akse. For diagonalene på som avstiver svak side er dimensjonene 800mmx800mm, langs y akse. Modellene er illustrert i figur 3.7.

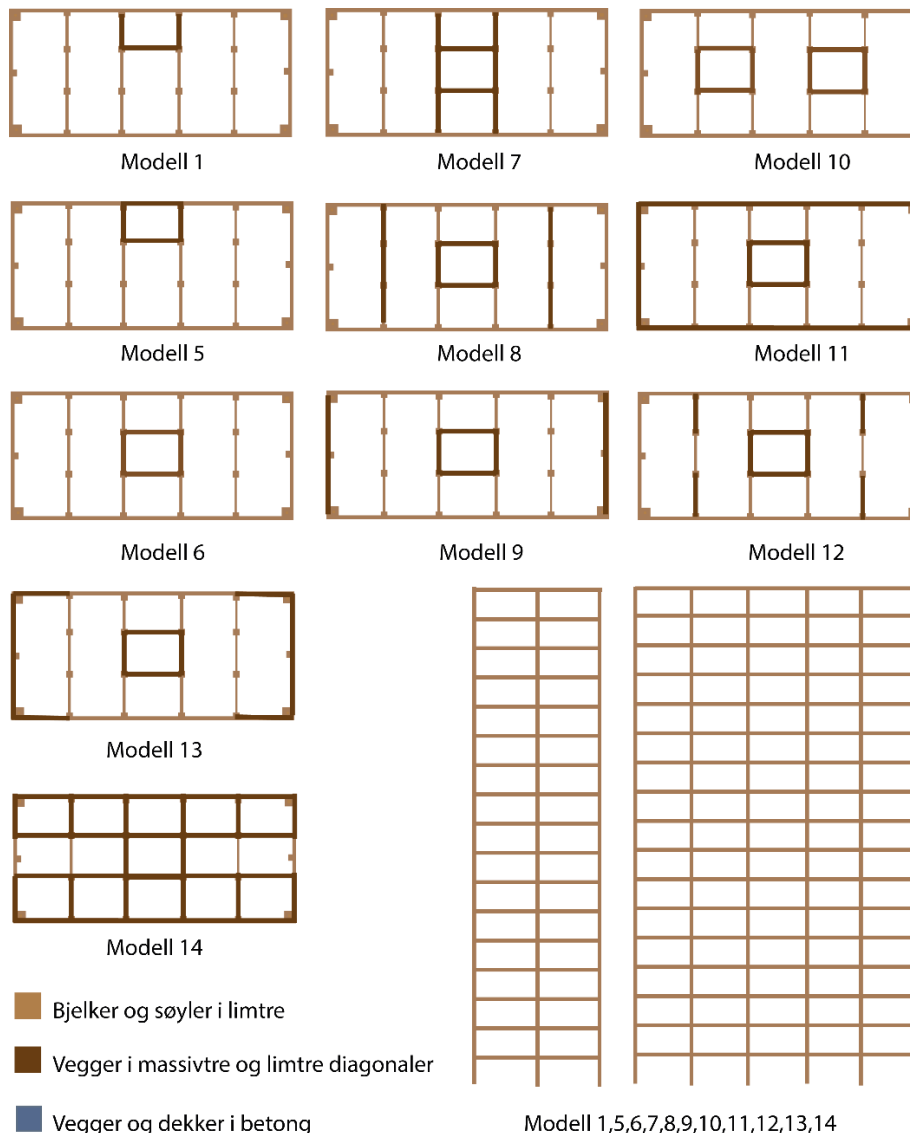


Figur 3.7 Illustrasjon av modellene med diagonaler

Skjærvegger i massivtre

Første steg (**modell 5**) for å se på skjærvegger er å gjøre de tre veggene om til en tube, et rektangel som er festet med stive forbindelser i hjørnene. Videre så flyttes denne tuben til senter av bygget (**modell 6**). Så plasseres det på flere vegger. **Modell 7,8 og 9** har to vegger som går kontinuerlig fra yttervegg til yttervegg langs y-aksen. Veggene plasseres i senter i modell 7, så flyttes de et steg ut i modell 8 og i modell 9 er de plassert langs yttervegg. **Modell 10** har to sentrale kjerner. **Modell 11** har en ytre og en indre tube. Og **modell 12** ligner mye på modell 8, men skjærveggene går ikke kontinuerlig over byggets kortside, og er isteden fire små vegger, med åpninger midt i. **Modell 13** tar utgangspunkt i modell 9, og har i tillegg vegger som går litt ut på langsiden av bygget. Så alle hjørnene har vegger ut fra seg i begge retninger. **Modell 14** har flest vegger av alle modellene. Og er en metode som brukes mye til studentboliger og leiligheter hvor det er mulig å ha mange skjærvegger. Alle modellene er illustrert i figur 3.8.

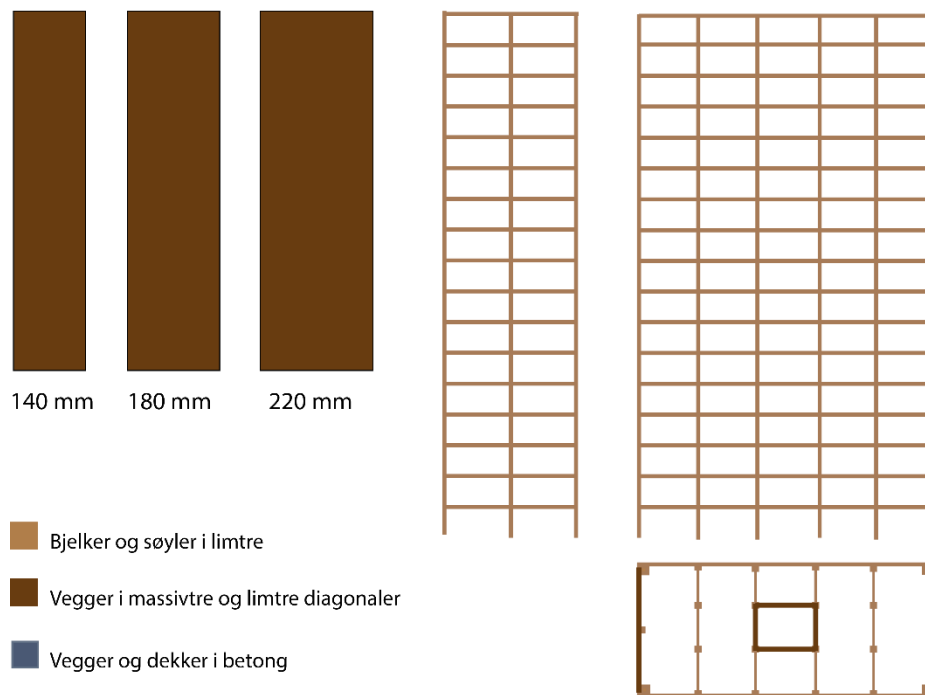
I modellene for skjærvegger er det ikke tatt hensyn til åpninger, vinduer og dører. Dette vil påvirke veggens egenskaper. Og vil antagelig gi veggene en lavere stivhet, som vil føre til lavere stivhet for hele konstruksjonen. Valg av modeller for skjærvegger kunne også vært annerledes, mange løsninger er testet, men det er også andre kombinasjoner som kunne vært testet.



Figur 3.8 Illustrasjon av modellene med skjærvegger

Økt veggtykkelse

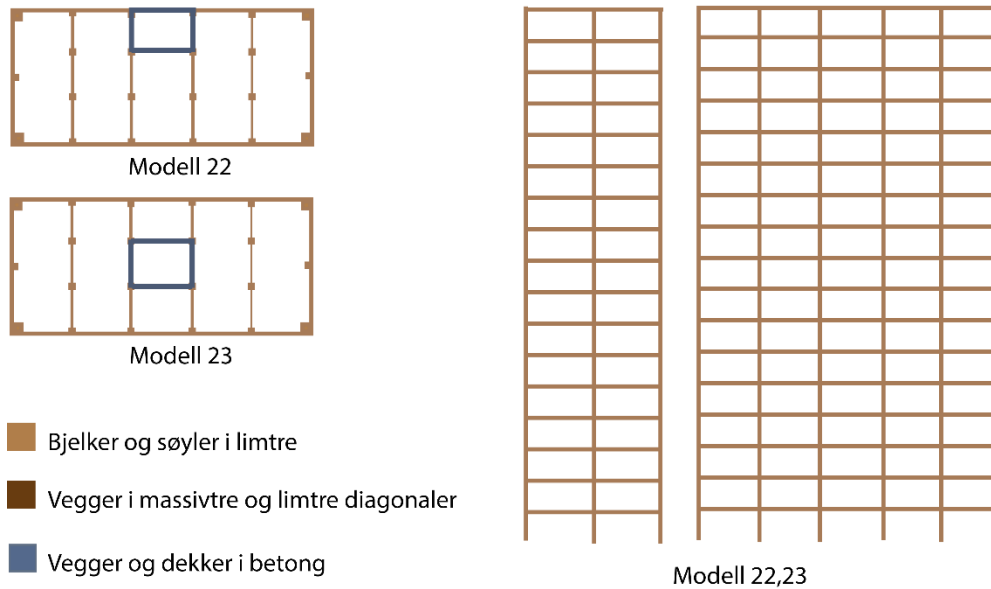
Modell 9 er valgt som utgangspunkt for å se på effekten av å øke veggtykkelsen til massivtreet. Den har en sentral kjerne og to vegger langs yttervegg. Modellen er valgt med tanke på å kunne få en god sammenligning av diagonaler og skjærvegger. Plasseringen av stivheten er på samme sted som for modellene med diagonaler. Veggtykkelsen økes fra 140mm som er modellert i modell 9 til først 180mm og deretter 220mm. En økning på 29% og 57%. Modellene er illustrert i figur 3.9.



Figur 3.9 Illustrasjon av modellene med økt veggtykkelse

Kjerne i betong

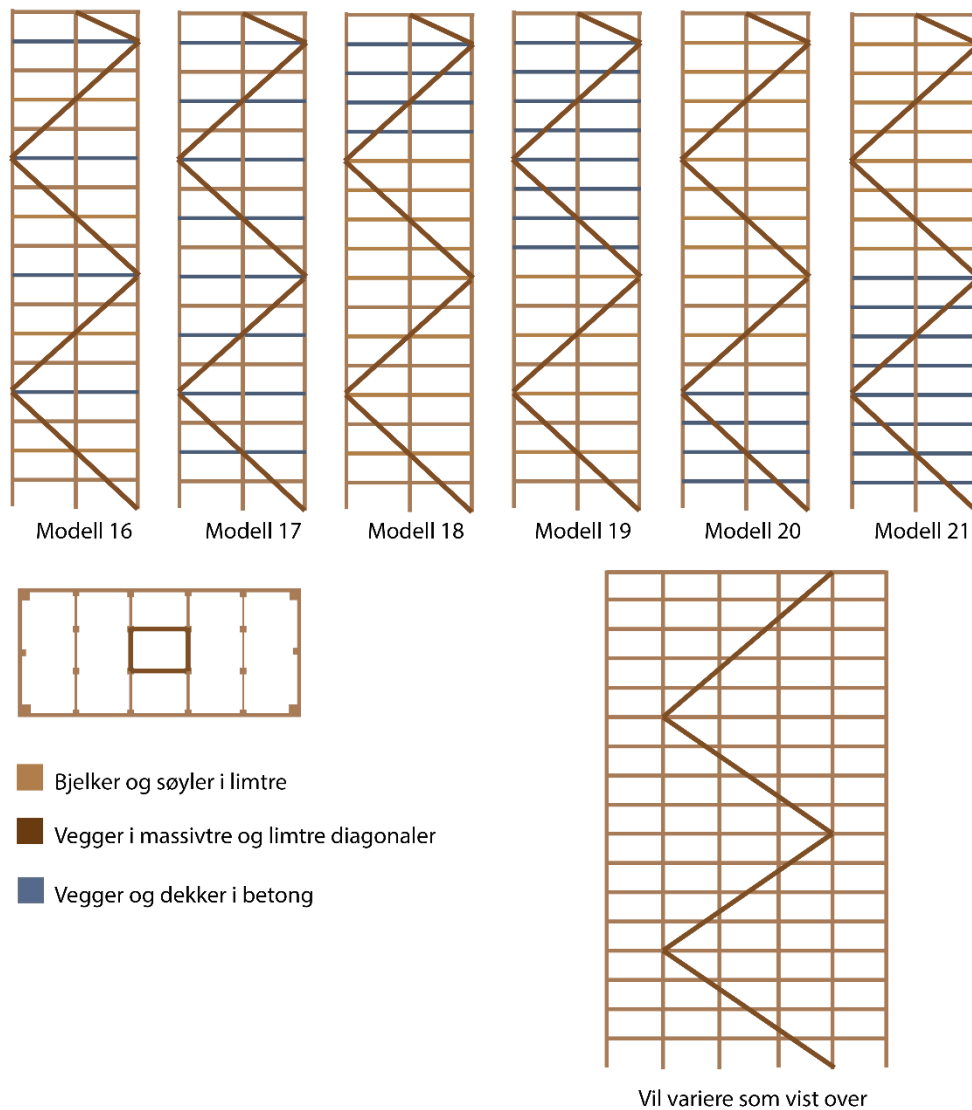
Ser på effekten av å endre kjernen fra massivtre til betong. Da dette er en løsning som mange av de planlagte høyhusene i tre går for. **Modell 22** har kjernen plassert langs yttervegg. **Modell 23** har kjernen plassert i senter av bygget. Alle modellene er illustrert i figur 3.10.



Figur 3.10 Illustrasjon av modellene med kjerne i betong

Økt masse

Økt masse plassers i bygget ved å endre dekkene fra massivtre til betong. Tykkelsen på dekkene for både massivtre og betong er på 300mm. Massivtreet har da en vekt på 1,5 kN/m², som er vesentlig lavere enn betong på 7,5 kN/m². Alle modellene har en sentral kjerne i massivtre, og diagonaler langs yttervegg, plassert som i modell 2. I **modell 16 og 17** er betongdekkene plassert jevnt utover i bygget, modell 16 har fire dekker i betong, modell 17 har åtte dekker i betong. I **modell 18 og 19** er betongdekkene plassert i toppen av bygningen, modell 18 har fire betongdekker, modell 19 har åtte betongdekker. I **modell 20 og 21** er betongdekkene plassert i nedre del av bygningen. Modell 20 har fire betongdekker, modell 21 har åtte betongdekker. Plasseringen er illustrert i figur 3.11.



Figur 3.11 Illustrasjon av modellene med økt masse

3.5 Akselerasjon - beregninger

Når resultatene fra den modale analysen i Sofistik er gjort kan byggenes akselerasjon beregnes. Beregninger av toppakselerasjon er gjort etter NS-EN 1991-1-4 Vindlast. Ringsaker kommune er valgt som referanseplassering.

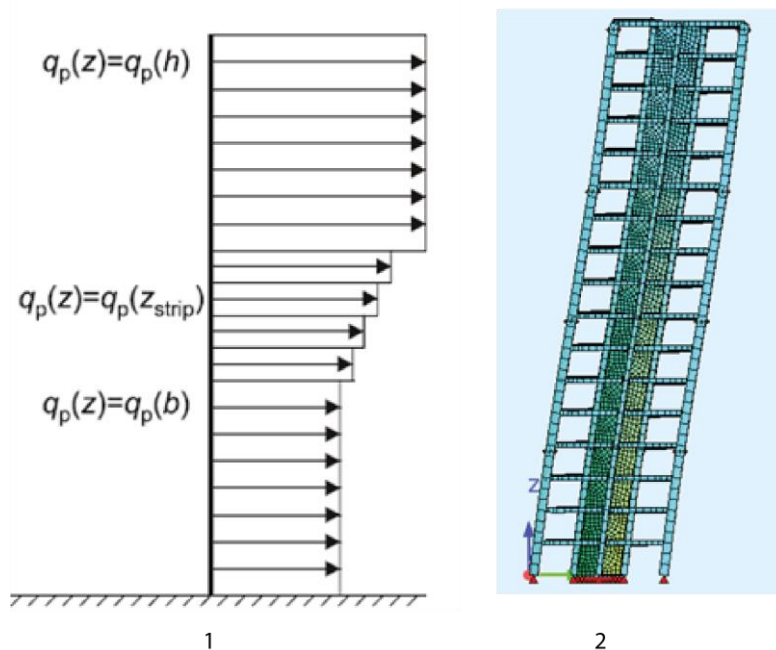
Vindhastigheten må gjøres om fra en 50-års returperiode til en periode på 1 år. Da brukes korreksjonsfaktor c_{prob} . Den er gyldig for verdier over et år, men ikke nøyaktig et år. Det er derfor valgt å regne med en returperiode på 2 år, en verdi som ikke vil være langt unna 1 år. Den er da litt konservativ i forhold til en 1-års returperiode.

Alle modellene i denne oppgaven har samme verdi for dempningsrate, det er kun endring av stivhet og masse. Ut ifra verdiene til trebruer fra NS-EN 1991-1-4 og målingene som er gjennomført på høye trehus er det valgt en dempning på 1,9 %. Det tilsvarer $\delta_s=0,12$, se teori kapittel 2.3.3. Tester også sensitiviteten til dempningen ved å teste en høyere og lavere verdi på en av modellene i oppgaven.

Beregning av akselerasjon gjøres etter ligning 2.2.3;

$$\sigma_{a,x}(z) = \frac{c_f \cdot \rho \cdot b \cdot I_v(z_s) \cdot v_m^2(z_s)}{m_{1,x}} \cdot R \cdot K_x \cdot \phi_{1,x}(z) \quad (2.2.3)$$

De to siste leddene i formelen for akselerasjonen tar hensyn til svingeformen på de ulike modene. K_x er forenklet etter å ha valgt en lineær utbøying av bygget. Ved å se på svingeformen til første mode i modellene, ser man at formen ikke er 100% lineær, men har en slak s form, se figur 3.12. Men den største utbøyingen er i toppen, og for denne oppgaven antas det at tilnærmingen er god nok. $\phi=1$ der hvor maksimal amplitude på bygget er. Akselerasjonene skal beregnes i toppen av bygget, og ved å anta en lineær utbøying på konstruksjonen vil den største amplituden være i toppen. En tilnærmet lineær utbøying er også formlik med påsatt vindlast gitt av NS-EN 1991-1-4, se figur 3.12. Og det er derfor rimelig å anta at bygget får en tilsvarende utbøying.



Figur 3.12 (1) Distribusjon av vindlast etter NS-EN 1991-1-4, (2) Utbøying av konstruksjonen i første mode i y-retning

I tabell 3.2 er alle verdier for utregningen listet opp. Grønn markering vil si at verdien er den samme i alle modellene, mens oransje verdi vil si at den varierer. Resultater for verdiene som varierer er gitt i vedlegg D. Fundamental egenfrekvens og den totale massen er hentet fra resultatene i Sofistik, resten av verdiene er regnet ut eller hentet fra NS-EN 1991-1-4.

Tabell 3.2 Liste over parametere og verdier som er med i beregningen av akselerasjon etter NS-EN 1991-1-4

Parameter	Referanse til NS-EN 1991-1-4	Verdi	Enhet
Høyde	-	z 66,3	m
Bredde	-	b 37,2	m
Dybde	-	d 16,7	m
Referansehøyde	Figur 6.1.	z_s 39,8	m
Terrengruhets-kategori	Kategori I Tabell NA.4.1	k_r 0,17	
		z_0 0,01	m
		z_{\min} 2	m
		z_{\max} 200	m
Basisvindhastighet	Ligning 4.1 c_{dir} , c_{season} , $c_{alt} = 1$. Returperiode 50 år. NA.4.2	v_b 22	m/s
2 årsbasisvind-hastighet	Ligning 4.2 $c_{prob} = 0,7764$	$v_{b,2\text{år}}$ 17,1	m/s
Stedvindhastighet	Ligning 4.4 $c_r(z)=1,5$ $c_r(z_s)=1,4$	$v_{m,2\text{år}}(z)$ 25,6	m/s
		$v_{m,2\text{år}}(z_s)$ 24,1	m/s
Turbulens-intensitet	Ligning 4.7	$I_v(z)$ 0,114	
		$I_v(z_s)$ 0,121	
Lufttetthet	-	ρ 1,25	kg/m ³
Tubulenslengde-skala	Tillegg B. Ligning B.1	$L(z)$ 184,6	m
		$L(z_s)$ 147,5	
Bakgrunnsfaktor	Tillegg B. Ligning B.3	B_b 0,76	-
		B_d 0,78	-
Konstruksjons-dempning	-	δ_s 0,12	-
Kraeffaktor	Figur 7.23	$C_{f,b}$ 2,2	-
		$C_{f,d}$ 1,65	-
Dimensjonsløs faktor	Ligning B.11. Forenklinger gjort. (Beskrevet i avsnittet over)	K_x 1,5	-
Fundamentale egensvingeformen	Ligning F.13. Forenklinger gjort. (Beskrevet i avsnittet over)	$\Phi_{1,x}(z)$ 1	-
Fundamental egenfrekvens	(Sofistik)	n_1	Hz
Toppfaktor	Tillegg B. Ligning B.4	k_p	-
Resonansfaktor	Tillegg B. Ligning B.6	R^2	-
Dimensjonsløs frekvens	Tillegg B.1 (2)	f_L	-
Spektral tetthet	Tillegg B.1 (2)	$S_L(z_s n)$	-
Ekvivalent masse	Tillegg F. Ligning F.14. Total masse fra Sofistik.	$m_{1,x}$	Kg/m
Standardavviket for akselerasjonen	Tillegg B. Ligning B.12	$\sigma_{a,x}(z)$	m/s ²
Topp akselerasjon	Tillegg B.4 (4)	A	m/s²

Resultater og analyse

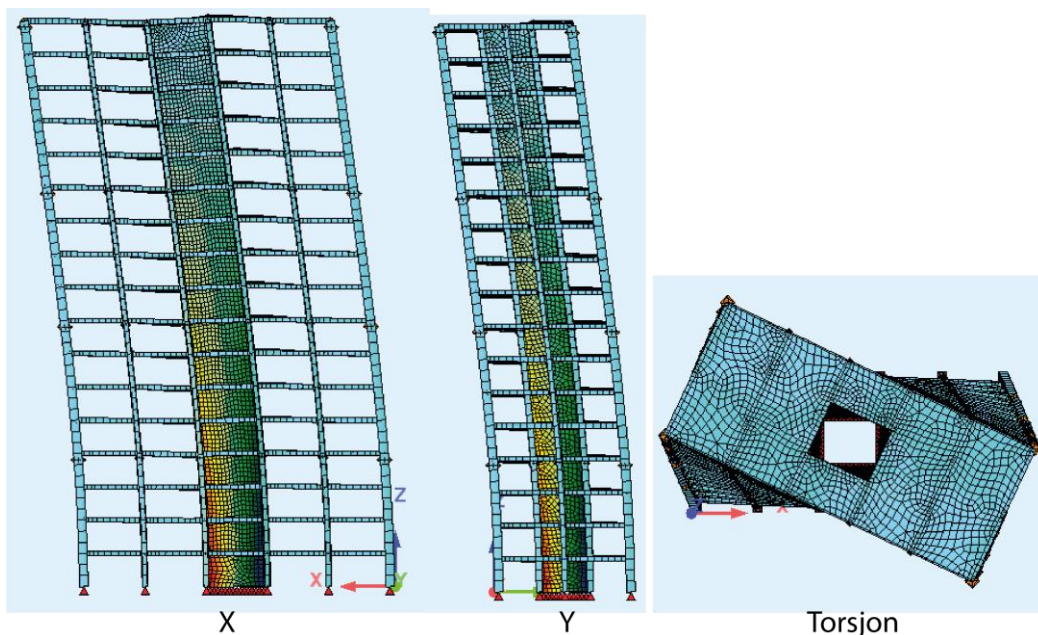
Analyse av resultatene vil følge etter for hvert resultat som presenteres.

I analysen vil resultatene diskuteres og målet er å gi svar på det fjerde og siste delspørsmålet til problemstillingen; Hvordan påvirker de ulike løsningene for horisontal avstivning parameterne som trengs for å evaluere et bygg opp mot kravene? De første tre spørsmålene er besvart i teorigapittelet.

Analyseren er delt inn i fem. Og resultatene presenteres og analyseres i følgende rekkefølge

- Løsninger for økt stivhet
 - Diagonaler
 - Forbindelser
 - Skjærvegger
 - Økt veggtykkelse
 - Kjerne i betong
- Løsninger for økt masse
- Sammenligning av løsningene
- Validering av metode og resultat.
- Diskusjon

Resultatene av analysen i Sofistik oppgir egenfrekvensen til første svingeform både for X-retning, Y-retning og som torsjon, vist i figur 4.1



Figur 4.1 Første mode for bevegelser i x-retning, y-retning og torsjon.

I X- og Y-retning er det formlikhet mellom utbøyingen av konstruksjonen og vindlasten påsatt etter NS-EN 1991-1-4. Det er antatt at vinden er full korrelert langs byggets lengde og bredde, da vil ikke torsjon kunne oppstå i første svingeform. Beregning av akselerasjon er gjennomført for første egenfrekvens i x og y retning, torsjon er utelatt fra beregningen. I den første moden for både x- og y-retning er utbøyingen av konstruksjonen størst i toppen av bygningen, se figur 4.1. Og beregningene av akselerasjon er derfor kun gjort i toppen.

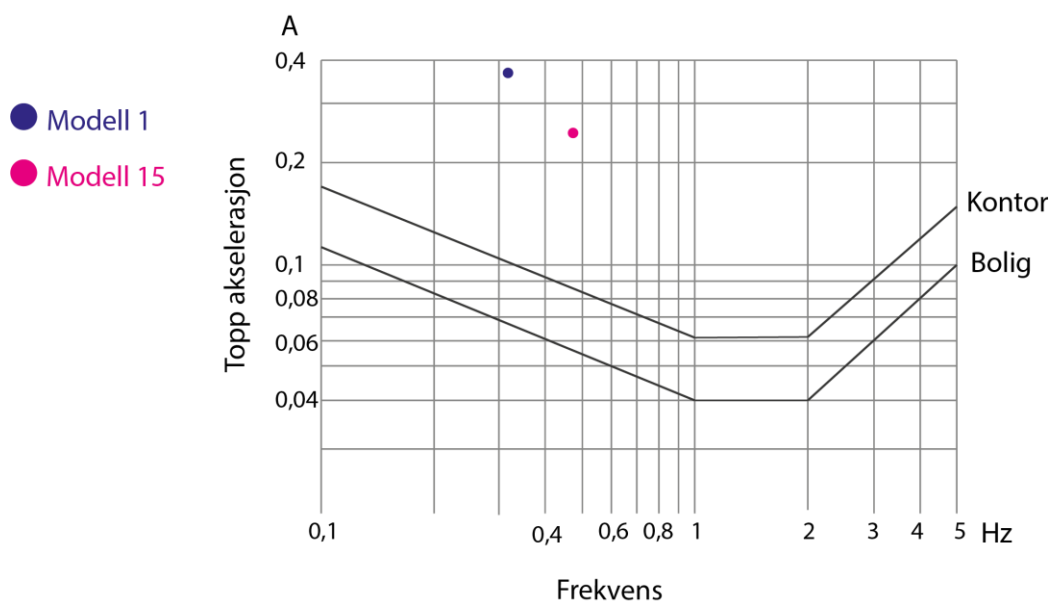
For å kunne regne ut akselerasjonen trengs total masse og egenfrekvens fra Sofistik. Resultater fra Sofistik for de ti første modene til modellene er vist i vedlegg C, her er også total masse for modellene listet opp. Massen regnes om til ekvivalent masse per lengdeenhet gitt i ligning 2.2.4. Når ekvivalent masse er funnet kan også stivheten til bygget beregnes ved bruk av ligning 2.1.11. Resultatene er listet opp i tabeller for de ulike løsningene. I tabellen er total masse, egenfrekvens (f) for x- og y-retning, stivhet i y-retning, ekvivalent masse og akselerasjon (A) i x- og y-retning listet opp for alle modeller. I tillegg til tabellen er det vist en illustrasjon av modellene og resultatene er plottet inn i kurven for komfortkrav. Det er kun plottet inn akselerasjonen for den moden som gir dårligst resultat på komfortkravkurven. Dette er akselerasjonen i y retning (svak akse) for alle modeller. Under hvert resultat kommer en diskusjon av resultatet.

4.1 Løsninger for økt stivhet

4.1.1 Forbindelser

Tabell 4.1 Resultater for forbindelser

Modell	Total masse (kg)	f_x (Hz)	f_y (Hz)	Stivhet y (N/m)	Ekvivalent masse (kg/m)	Toppakselerasjon A_x (m/s ²)	Toppakselerasjon A_y (m/s ²)
1	2 523 400	0,370	0,329	183 298	42 895	0,149	0,380
15	2 523 400	0,443	0,468	370 901	42 895	0,124	0,256



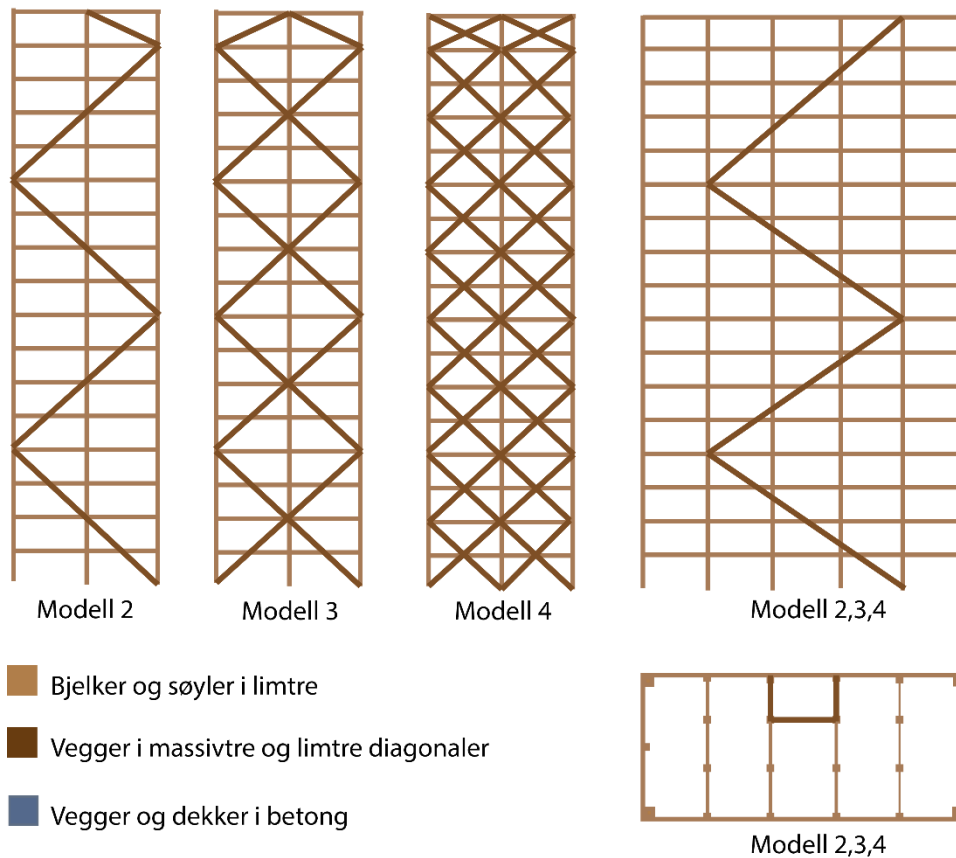
Figur 4.2 Resultater for forbindelser plottet i kurven for komfortkravet

Ved å endre forbindelsene mellom søyler og bjelker, fra leddet til stive, vil stivheten til bygget øke med 102 %. Økningen fører til en endring av både akselerasjon og frekvens. Men på grunn av at helningen på kurven til komfortkravet vil endringen gjøre at det er en minimal endring, i forhold til å oppnå kravet til komfort, så lenge frekvensen er under 1 Hz.

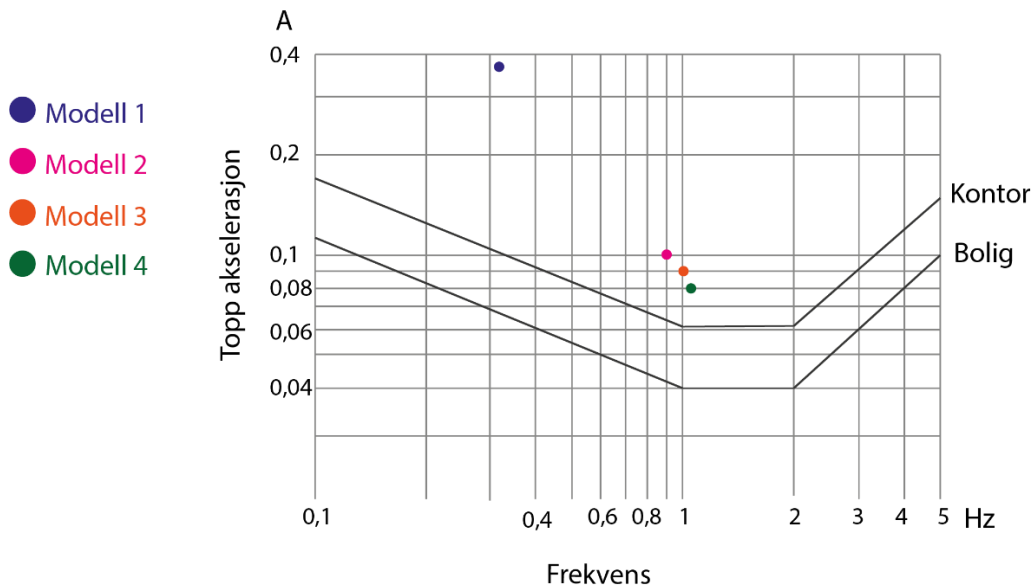
4.1.2 Diagonaler

Tabell 4.2 Resultater for diagonaler

Modell	Total masse (kg)	f_x (Hz)	f_y (Hz)	Stivhet y (N/m)	Ekvivalent masse (kg/m)	Toppakselerasjon A_x (m/s ²)	Toppakselerasjon A_y (m/s ²)
1	2 523 400	0,370	0,329	183 059	42 895	0,149	0,380
2	2 590 500	0,749	0,920	1 505 759	45 063	0,066	0,106
3	2 638 700	0,745	1,022	1 892 708	45 901	0,066	0,091
4	2 735 200	0,733	1,077	2 178 745	47 579	0,064	0,082



Figur 4.3 Illustrasjon av modellene med diagonaler



Figur 4.4 Resultater for diagonaler plottet i kurven for komfortkravet

Ved å sette inn enkle diagonaler på hver side i bygningen (modell 2) økes stivheten med 822 % noe som endrer akselerasjonen og frekvensen betraktelig. Akselerasjonen minker fra $0,380 \text{ m/s}^2$ til $0,106 \text{ m/s}^2$. Og frekvensen øker fra $0,329 \text{ Hz}$ til $0,920 \text{ Hz}$.

Modell 3 har dobbelt så mange diagonaler som modell 2. Stivheten øker med 26% fra modell 2 til 3. Modell 4 har dobbelt så mange diagonaler som modell 3. Stivheten øker med 15% fra modell 3 til 4.

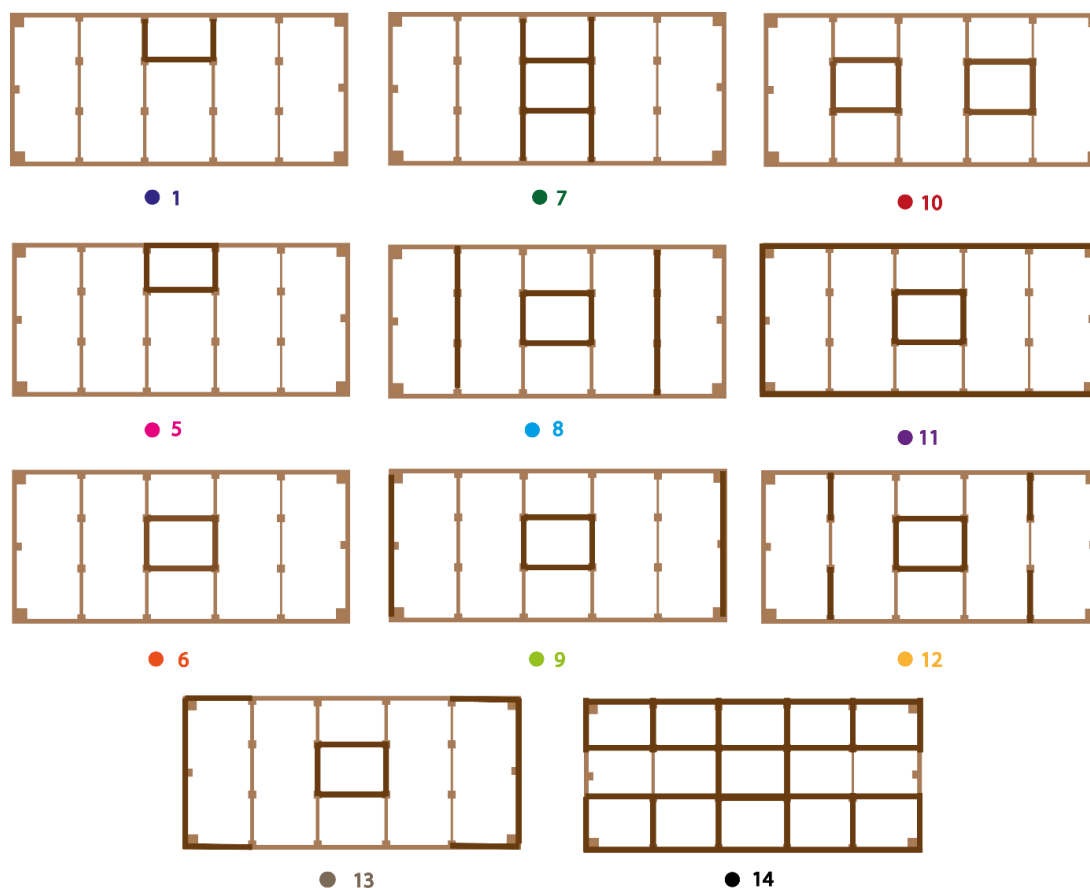
Endringene ved å doble antall diagonaler gir en liten endring av akselerasjon og frekvens sammenlignet med endringene som oppsto ved å sette på diagonaler.

De fire modellene plasserer seg langs en tilnærmet lineær linje. Helningen på linja går i samme retning som helningen på kurven til komfortkravet når frekvensen er under 1 Hz. Det er en brattere helning linja enn på kurven til komfortkravet, så økning av stivhet vil føre til at bygget nærmer seg kravet til komfort.

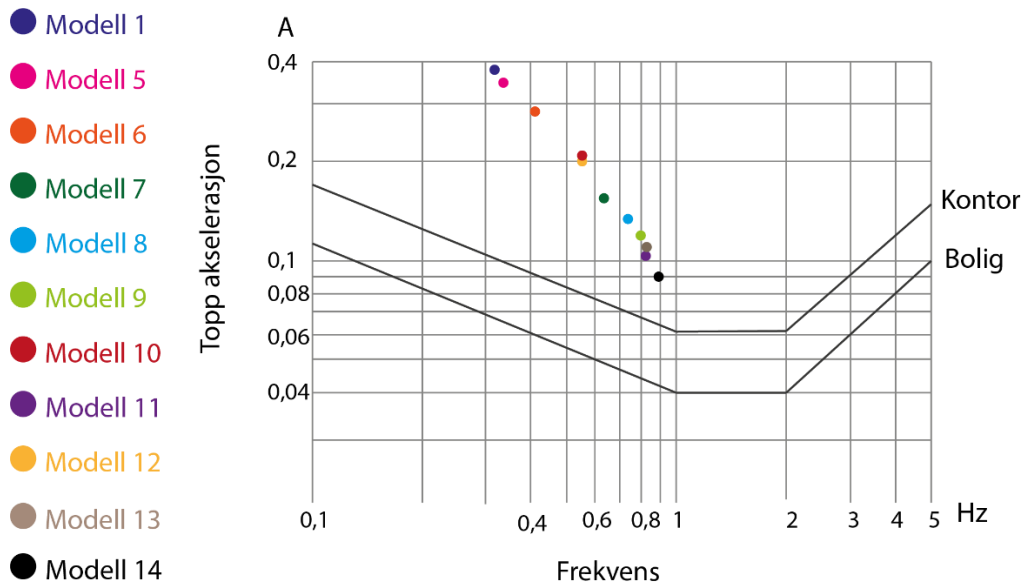
4.1.3 Skjærvegger

Tabell 4.3 Resultater for skjærvegger

Modell	Total masse (kg)	F_x (Hz)	F_y (Hz)	Stivhet y (N/m)	Ekvivalent masse (kg/m)	Toppakselerasjon A_x (m/s ²)	Toppakselerasjon A_y (m/s ²)
1	2 523 400	0,370	0,329	183 059	42 895	0,149	0,380
5	2 546 600	0,467	0,339	200 980	44 299	0,114	0,356
6	2 523 100	0,450	0,414	296 979	43 890	0,120	0,288
7	2 568 000	0,483	0,633	706 631	44 671	0,109	0,170
8	2 596 300	0,462	0,720	924 288	45 163	0,113	0,144
9	2 596 300	0,456	0,803	1 149 671	45 163	0,115	0,125
10	2 441 600	0,617	0,553	512 758	42 472	0,088	0,213
11	2 828 000	1,243	0,827	1 328 259	49 194	0,033	0,111
12	2 568 000	0,458	0,550	533 471	44 671	0,115	0,203
13	2 688 800	0,688	0,827	1 262 864	46 772	0,071	0,117
14	3 248 300	1,551	0,882	1 735 337	56 505	0,022	0,089



Figur 4.5 Illustrasjon av modellene for skjærvegger



Figur 4.6 Resultater for skjærvegger plottet i kurven for komfortkravet

Ved å innføre en kjerne langs yttervegg øker stivheten med 10 % i forhold til grunnmodellen. Ved å plassere kjernen i senter øker stivheten med 62 % i forhold til grunnmodellen. Plasseringen av kjernen er derfor avgjørende for den totale stivheten til bygget. Ved å doble antall kjerner (modell 10) øker stivheten med 73% sammenlignet med å ha en kjerne.

Modell 7,8 og 9 har to vegger som går kontinuerlig fra yttervegg til yttervegg. Plassering i midten gir lavest stivhet, her vil veggene gå i et med kjernen, og totalt antall skjærvegger er mindre enn for de to andre modellene. Modell 8 og 9 har likt antall skjærvegger og den totale vekten av bygget er den samme. Resultatene viser at modell 9 har en stivhet som er 24% høyere enn stivheten til modell 8. En årsak til dette kan være at limtresøylene i hjørnene av bygget har en større dimensjon enn resten av søylene langs yttervegg. Og kombinasjonen av søyler og vegg gir derfor en større stivhet i yttervegg. Det viser at plasseringen av veggene er avgjørende for stivheten, og også for komfortkravet.

Modell 7 og 12 har samme antall skjærvegger, hvor modell 7 har en sentral kjerne med vegger som går ut fra den til yttervegg. Mens modell 12 har en sentral kjerne og i tillegg fire korte vegger plassert utenfor kjernen. Modell 7 har 33% høyere stivhet enn modell 12. Det viser at lange kontinuerlige vegger gir større stivhet en flere små.

Modell 9, 11 og 13 har alle en sentral kjerne og vegger som går langs yttervegg på begge kortsidene til bygget. Modell 13 har vegger som går fra hjørnene og litt ut langs langsiden. Det gir en økning i stivhet på 10%. Og modell 11 har vegger som går langs hele ytterveggen til hele bygget. Så det blir en «tube i tube», økningen i stivhet er på 16 %.

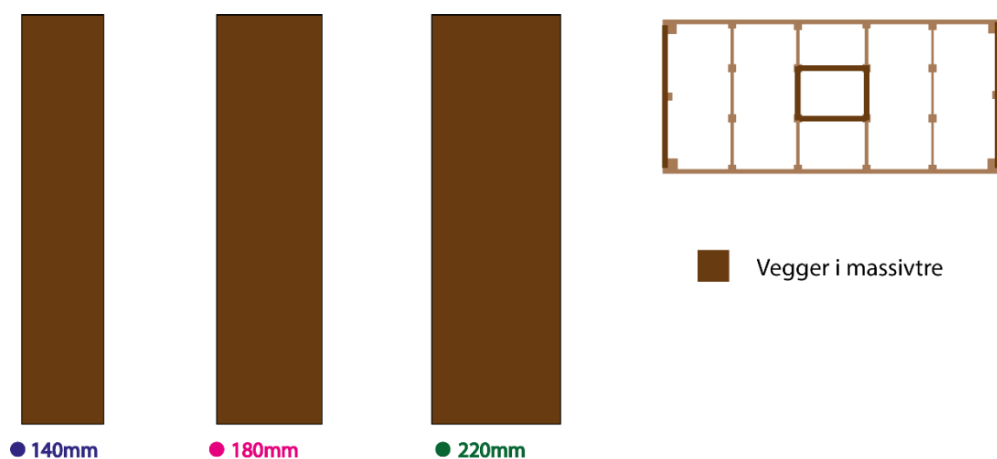
Modell 14 har høyest stivhet av alle byggene, og også den med flest vegger.

Generelt kan man ut ifra resultatene si at stivheten øker med antall vegger. Og plasseringen av de er viktig for hvor høy stivheten blir. Sentral plassering av kjerne gir høyere stivhet enn en kjerne plassert til lang yttervegg. Vegger plassert langs yttervegg gir en høyere stivhet enn vegger plassert innvendig. Og lange kontinuerlige vegger gir en høyere stivhet enn flere små. Og en økning av stivhet fører til at både akselerasjon og egenfrekvensen til bygningen endrer seg. De ulike modellene plasserer seg langs en tilnærmet lineær linje med en helning som er litt brattere enn helningen på komfortkravkurven. Så lenge frekvensen er under 1 Hz vil byggene nærme seg kravet til komfort, men det er ikke store endringen sammenlignet med hvor mye stivheten øket.

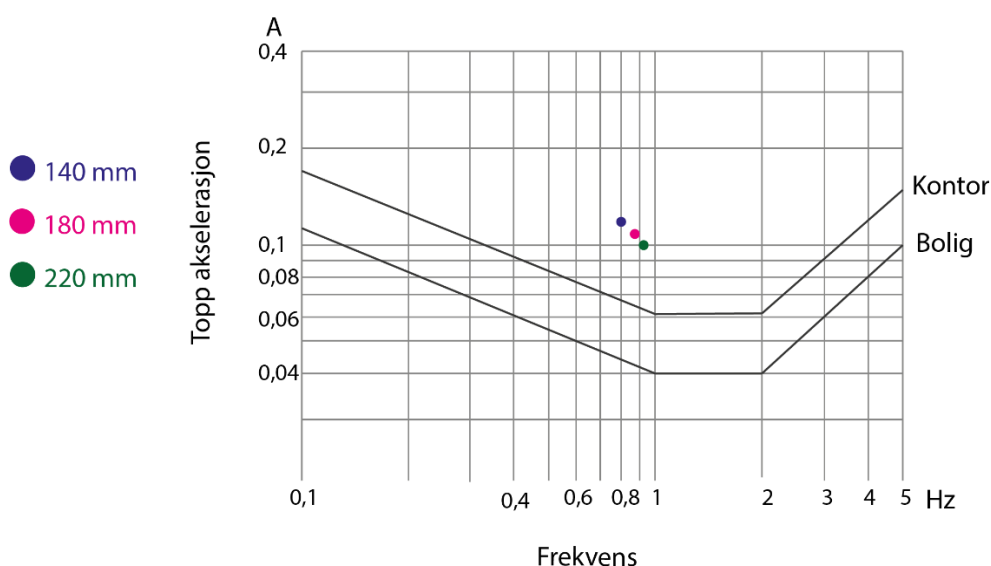
4.1.4 Økt veggykkelse

Tabell 4.4 Resultater for økt veggykkelse

Modell	Total masse (kg)	f_x (Hz)	f_y (Hz)	Stivhet y (N/m)	Ekvivalent masse (kg/m)	Toppakselerasjon A_x (m/s ²)	Toppakselerasjon A_y (m/s ²)
9 - 140	2 596 300	0,456	0,803	1 149 671	45 163	0,115	0,125
9 - 180	2 660 200	0,488	0,864	1 363 747	46 275	0,104	0,112
9 - 220	2 714 000	0,513	0,913	1 553 619	47 211	0,097	0,102



Figur 4.7 Illustrasjon av modellene med økt veggykkelse



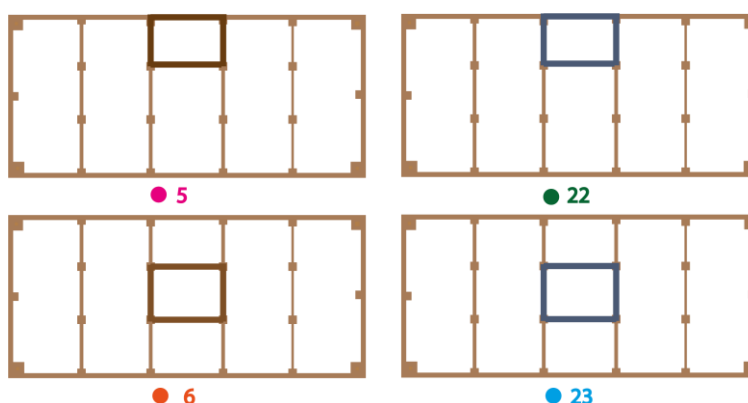
Figur 4.8 Resultater for økt veggykkelse plottet i kurven for komfortkravet

Når veggykkelsen økes fra 140mm til 180mm er det en prosentvis økning på 29%. Det vil føre til at stivheten til bygget økes med 19%. Når veggykkelsen økes fra 140 til 220 er det en prosentvis økning på 57%. Det vil føre til en økning av stivheten på 35%. Endringene vil føre til at akselerasjonen senkes og egenfrekvensen økes. Så ved å se på økningen av stivhet i forhold til kravet til komfort vil bygget nærme seg litt, men på grunn av hellingen på kurven er det ikke en stor endring.

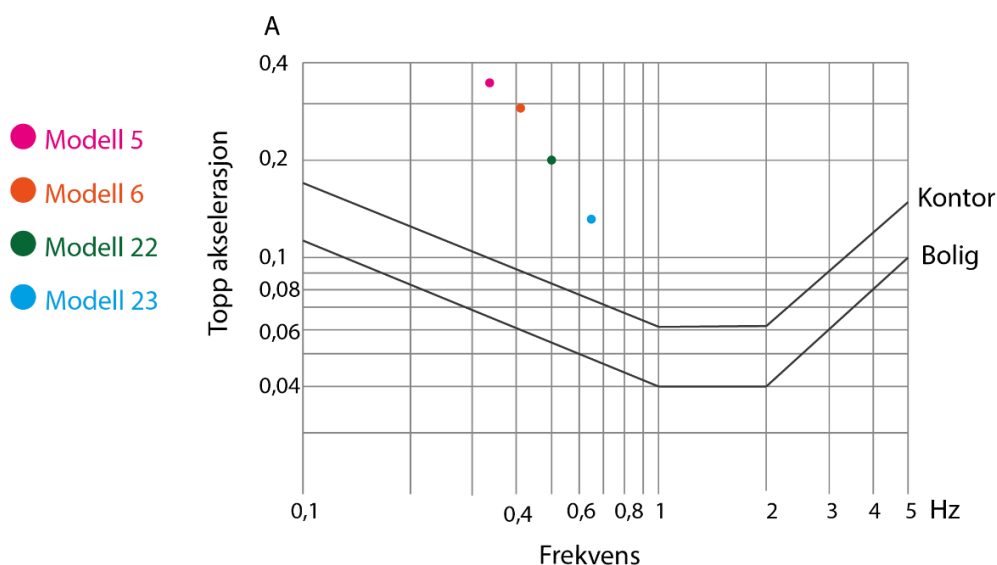
1.1.5 Kjerne i betong

Tabell 4.5 Resultater for kjerne i betong

Modell	Total masse (kg)	f_x (Hz)	f_y (Hz)	Stivhet y (N/m)	Ekvivalent masse (kg/m)	Toppakselerasjon	
						A_x (m/s ²)	A_y (m/s ²)
5	2 546 600	0,467	0,339	200 980	44 299	0,114	0,356
6	2 523 100	0,450	0,414	296 679	43 890	0,120	0,288
22	3 008 200	0,629	0,494	504 136	52 328	0,070	0,197
23	3 032 500	0,728	0,651	882 577	52 751	0,059	0,140



Figur 4.9 Illustrasjon av modellene med en kjerne med og uten betong

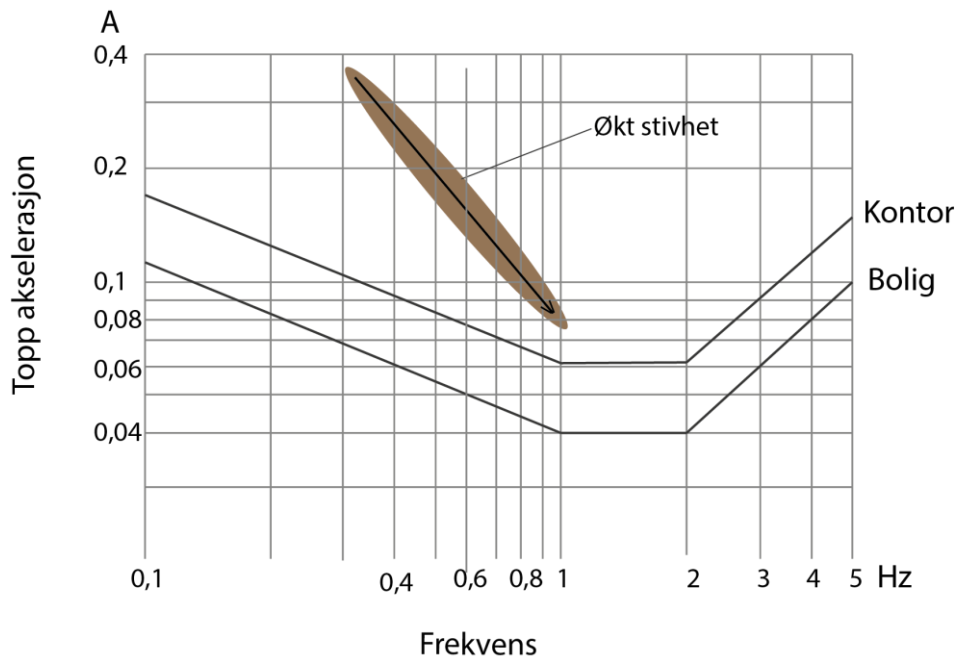


Figur 4.10 Resultater for «tube» i betong plottet i kurven for komfortkravet

En endring av materialet i kjernen fra massivtre til betong vil gi en stor endring i stivheten. Når kjernen er plassert lang yttervegg endres stivheten med 150%, og når den er plassert i senter endres stivheten med 197 %. Det viser igjen at plasseringen er viktig for stivheten. Ser man endringene i forhold til komfortkravet vil frekvensen øke og akselerasjonen senkes. Byggene nærmer seg komfortkravet, men helningen på kurven gjør at det fortsatt er et stykke igjen for å oppfylle kravet.

4.1.6 Oppsummering: Endring av stivhet

Analysen viser at ved å øke stivheten senkes akselerasjonen og frekvensen øker. Det er en helning på kurven til komfortkravet, den gjør at kravet til akselerasjon øker ved økt frekvens. Dette gjelder for bygninger med en egenfrekvens under 1 Hz. Økt stivhet senker akselerasjonen mye, men kravet øker, derfor vil økt stivhet gi en minimal forbedring i forhold til komfortkravet, se figur 4.11. For akselerasjoner over 2 Hz vil en økning av stivhet føre til at bygget vil komme mye nærmere komfortkravet sammenlignet med frekvens under 1 Hz, helningen på komfortkravkurven gir da lavere krav til akselerasjon ved økt frekvens.



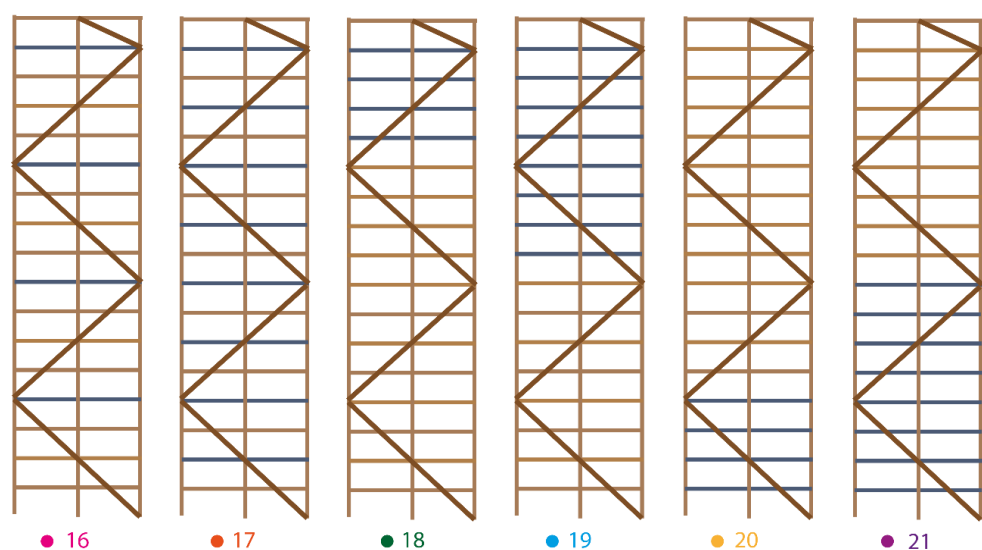
Figur 4.11 Illustrasjon av hvordan endring av stivhet påvirker bygningen i forhold til komfortkravet til bevegelser forårsaket av vindlast.

Kurven viser at konstruksjoner med en frekvens mellom 1-2 Hz har strengest krav til akselerasjon. Uten noen form for avstivning har bygget en frekvens på rett i overkant av 0,3 Hz. Økt stivhet gir økt frekvens, og modellene med høyest stivhet får en frekvens på rett over 1 Hz, som innebærer at de får det strengeste kravet til akselerasjon. Resultatene viser at det er vanskelig å oppnå kravet til komfort ved kun å øke stivheten.

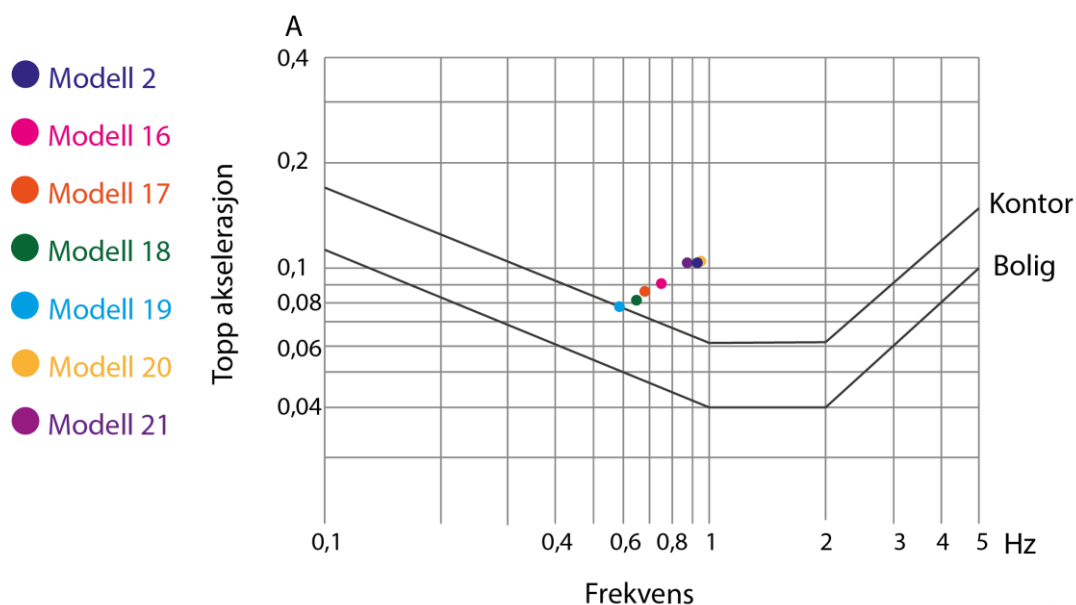
4.2 Løsninger for økt masse

Tabell 4.6 Resultater for økt masse

Modell	Total masse (kg)	f_x (Hz)	f_y (Hz)	Stivhet y (N/m)	Ekvivalent masse (kg/m)	Toppakselerasjon A_1 (m/s ²)	A_2 (m/s ²)
2	2 590 500	0,749	0,920	1 505 759	45 063	0,066	0,106
16	3 897 800	0,618	0,744	1 487 930	68 089	0,055	0,092
17	5 205 200	0,568	0,675	1 473 542	81 921	0,050	0,086
18	3 897 800	0,544	0,646	1 500 491	91 077	0,047	0,082
19	5 205 200	0,499	0,590	1 471 485	107 076	0,044	0,078
20	3 897 800	0,760	0,923	1 520 707	45 215	0,065	0,105
21	5 205 200	0,719	0,870	1 443 801	48 318	0,065	0,106



Figur 4.12 Illustrasjon av modellene med økt masse



Figur 4.13 Resultater for økt masse pottet i kurven for komfortkravet

4.2.1 Effekten av å øke masse

Endringen av masse er gjort ved å bytte ut massivtredekker med betongdekker. Ved å bytte ut fire dekker økes massen med 50 %. Ved å bytte ut åtte dekker økes massen med 100%. Når betongdekkene er jevnt fordelt utover i bygget, fører den økte massen til at både akselerasjonen og frekvensen senkes. Endringen følger en tilnærmet lineær linje. Linja går nesten normalt på kurven, og viser at økt masse er et effektivt virkemiddel for å få en høy trekonstruksjon til å oppfylle kravet til komfort.

4.2.2 Plasseringen av massen

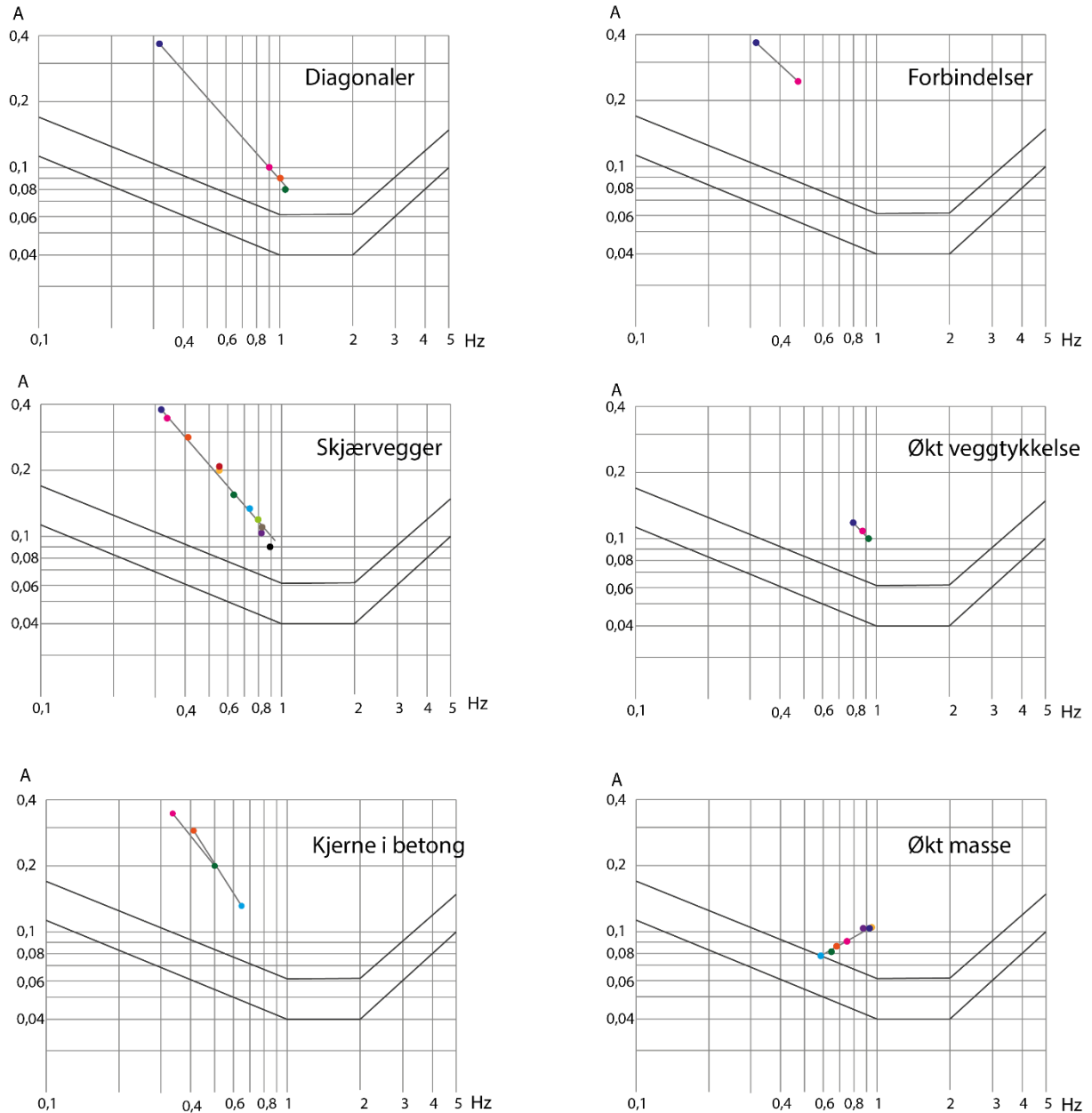
Resultatene viser at plasseringen av massen er viktig. Plasseres den i nedre del av bygget vil ikke akselerasjonen endres (modell 20 og 21). Det er bare en liten endring av frekvensen. Men siden det er en helning på kurven til komfortkravet vil endringen føre til at bygget nærmer seg kravet. Plasseres massen i toppen av bygget vil både frekvensen og akselerasjonen senkes, og de vil senkes mer enn ved en jevn fordeling av massen. Dette gir et positivt utslag på kravet til komfort, og modell 19 er den eneste av modellene i analysen som oppfyller kravet til komfort for kontorer.

4.2.3 Oppsummering: Økt masse

Analysen viser at økt masse senker både akselerasjonen og frekvensen til bygget. Når frekvensen er under 1 Hz vil det føre til at bygget kommer mye nærmere komfortkravet. Dette på grunn av helningen på komfortkravkurven godtar en høyere akselerasjon ved lavere frekvens. Er frekvensen over 2 Hz vil en økning av massen ha mindre betydning for komfortkravet.

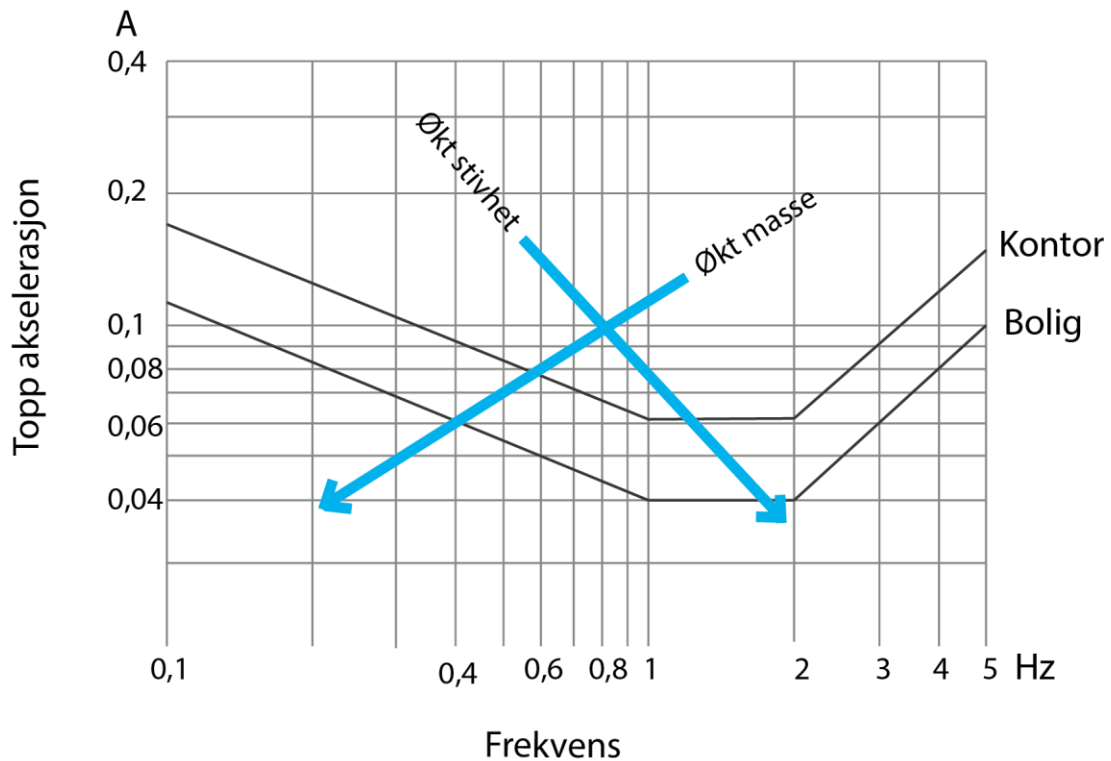
4.3 Sammenligning av metodene

Resultatene fra alle løsningene er vist i figur 4.14. I figuren er det trukket en linje mellom modellene for hver løsning. Linja viser i hvilken retning endringen av stivhet og masse går i forhold til kravet til komfort.



Figur 4.14 Resultater fra alle metodene

Figur 4.15 oppsummerer hvordan økt stivhet og masse påvirker parameterne som er avgjørende for å evaluere et bygg opp mot kravene til akselerasjoner forårsaket av vindlast. Både økt stivhet og økt masse senker akselerasjonen, men de påvirker frekvensen i hver sin retning. Økt masse senker frekvensen og økt stivhet øker frekvensen.



Figur 4.15 Illustrasjon av hvordan endring av masse og stivhet påvirker et bygg i forhold til komfortkravet for akselerasjoner forårsaket av vindlast.

Tabell 4.1-6 viser at modellene i analysen har en egenfrekvens fra 0,33 – 1,08 Hz. Analysen viser at for bygg med en egenfrekvens under 1 Hz vil økt masse være en bedre løsning enn økt stivhet. Egenfrekvensen til en bygning senkes ved økende høyde. I NS-EN 1991-1-4 er det gitt en ligning for å finne en tilnærmet egenfrekvens. Hvor n er egenfrekvens, og h er høyden til konstruksjonen.

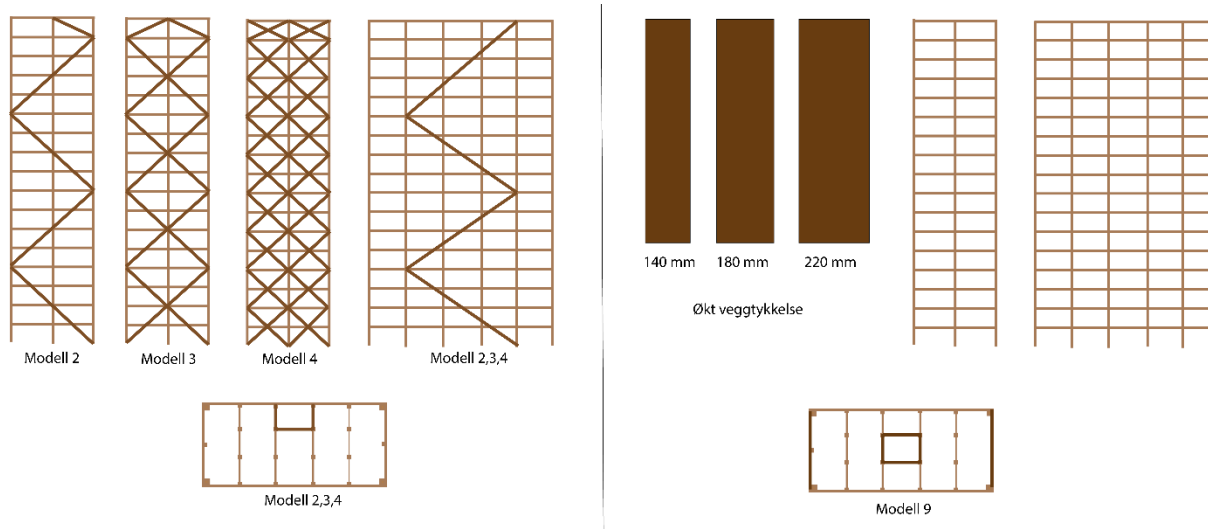
$$n = \frac{46}{h} = \frac{46}{66,3} = 0,694$$

Sammenlignet med denne egenfrekvensen ligger egenfrekvensen til bygget på begge sider av dette uttrykket. Ligningen viser også at høye bygninger vanligvis har en frekvens under 1 Hz. Og at resultatene fra denne analysen også vil være gjeldene for andre høye trebygninger.

Økt stivhet vil føre til at bygget kan forbedre egenskapene i forhold til kravet til komfort, men løsningene gir ikke et like stort utslag som økt masse.

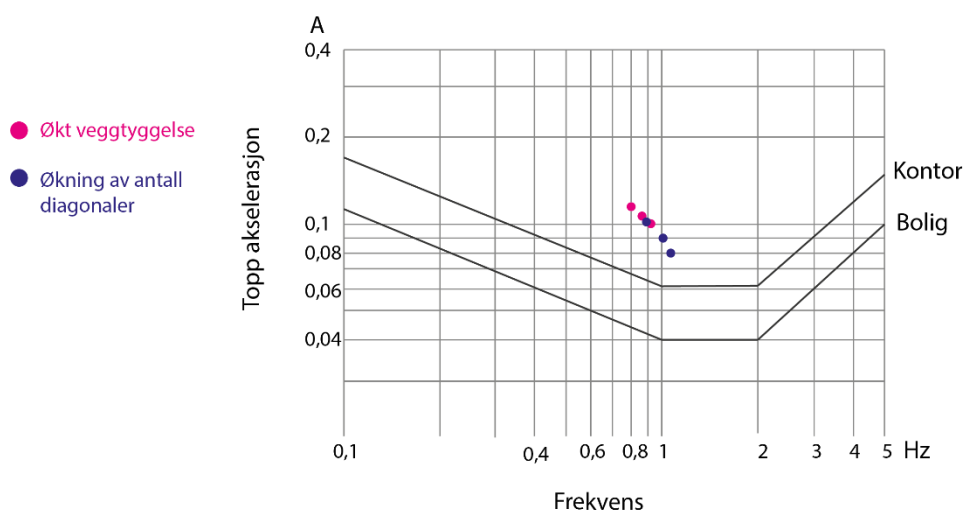
Å endre forbindelsene mellom søyler og bjelker vil bidra til at bygget nærmer seg kravet til komfort. Sammenlignet med de andre metodene for å øke stivheten er stive forbindelser den metoden som gir minst økning av stivhet. Og det er også den løsningen som er lengst unna å oppnå kravet til akselerasjon forårsaket av vindlast. Metoden alene vil nok ha vanskelig for å oppnå kravet, men kan brukes i kombinasjon med andre metoder for å øke stivheten ytterligere.

Det er interessant å sammenligne diagonaler og skjærvegger. Det er valgt å se på resultatene fra modell 9 og modellene 2-4. For modell 9 er også økt veggtykkelse vist. Illustrasjon av de modellene er vist i figur 4.16.



Figur 4.16 Illustrasjon av modell 2,3,4 og 9

Det er interessant å sammenligne de to modellene siden økt stivhet først og fremst er plassert langs yttervegg på kort side for begge løsningene. Resultatene for de to metodene er vist i figur 4.17.



Figur 4.17 Sammenligning av økt veggtykkelse for skjærvegger og økning av antall diagonaler.

Resultatene viser at modell 2 og modell 9-220 har omtrent den samme stivheten, se rød markering i tabell 4.7. Den totale massen til de to modellene er ulik. Modell 9-220 har en høyere masse enn modell 2. Ved å se på økningen av massen til de ulike modellene i forhold til grunnmodellen vil en se hvor mye trematerial som er bruk for å få denne stivheten. Skjærveggene har en masse som er 184 % høyere enn massen til diagonalene. Og da er også diagonalene på langsiden med i beregningen.

Tabell 4.7 Sammenligning av resultater for diagonaler og skjærvegger med økt veggtykkelse

Modell	Total masse (kg)	f_x (Hz)	f_y (Hz)	Stivhet y (N/m)	Ekvivalent masse (kg/m)	Toppakselerasjon A_x (m/s^2)	Toppakselerasjon A_y (m/s^2)
2	2 590 500	0,749	0,920	1 505 759	45 063	0,066	0,106
3	2 638 700	0,745	1,022	1 892 708	45 901	0,066	0,091
4	2 735 200	0,733	1,077	2 178 745	47 579	0,064	0,082
9 - 140	2 596 300	0,456	0,803	1 149 671	45 163	0,115	0,125

9 - 180	2 660 200	0,488	0,864	1 363 747	46 275	0,104	0,112
9 - 220	2 714 000	0,513	0,913	1 553 619	47 211	0,097	0,102

Modell 4 og modell 9-220 har omtrent samme masse, som tilsier at total mengde tremateriale er det samme i de to modellene, se grønn markering i tabell 4.7. For modell 4 er en større del av diagonalene plassert langs yttervegg på kort side, sammenlignet med modell 2. Stivheten til modell 4 er 40 % høyere enn stivheten til modell 9-220.

Dette viser at løsningen med avstivende limtre diagonaler har stor effekt på stivheten til bygningen sammenlignet med hvor mye tremateriale som benyttes. For å oppnå samme stivhet med skjærvegger, må det mange vegger til, også flere innvendige vegger i tillegg til en sentral kjerne.

Løsningene for diagonaler og skjærvegger kan også sammenlignes i forhold til fleksibilitet i planløsning og plassering av vinduer, dører og åpninger. Løsningen med å ha avstivende diagonaler langs yttervegg gir en høy fleksibilitet i forhold til innvendig planløsning. Det gir derimot en begrensning i forhold til passering av åpninger i fasaden, da disse ikke kan plasseres der hvor diagonalene går. Det er testet mange ulike plasseringer av skjærvegger. Plassering langs yttervegg vil gi en fleksibel planløsning innvendig, samtidig vil det gi begrensninger til åpninger i fasaden. Plasseres veggene innvendig vil det gi lite fleksibilitet i planløsningen, men stor fleksibilitet i fasaden.

Siste metode som er testet er å endre materialet i kjernen («tube») til betong. Ser man på modellen som har en sentral kjerne i betong har den samme akselerasjon som modell 8 (skjærvegger). Men det er en forskjell i frekvensen til de to, modell 8 har en frekvens på 0,72 Hz og kjernen i betong 0,65 Hz. 0,72 Hz har et strengere krav til akselerasjon enn 0,65 Hz. Det viser at det å endre materialet i kjernen til betong vil føre til at bygget kommer nærmere komfortkravet sammenlignet med andre avstivningsmetoder. Dette kan forklares med at betong har høyere elastisitetsmodul og skjærmodul, men også at det bidrar til å øke den totale massen til bygget.

4.3 Validering av metode og resultat

Det er flere faktorer enn de som er analysert som vil påvirke resultatene. Her vil noen av de diskuteres.

Ulike dimensjoner på limtre i diagonaler kunne vært testet. Det er store dimensjoner på diagonalene som er valgt, og det hadde vært interessant å se på hvilken effekt mindre dimensjoner ville hatt.

I metoden som er benyttet og i beregningene er det flere antatte parametere som påvirker byggenes bevegelse. Det er gjennomført en sensitivitetsanalyse for å se hvilken innvirkning noen av disse parametere har. Resultatene av sensitivitetsanalysen vil gi svar på hvor nøyaktig metoden er, og dekke noe av usikkerheten ved å gjøre antagelser og forenklinger i beregningene.

Parameterne som er med i sensitivitetsanalysen er demping, elastisitetsmodul til massivtre, skjærmodul til massivtre, høyden av bygningen og økt egen- og nyttelast. I tillegg vil resultater for bevegelser i begge retninger av bygget kommenteres. Modell 9 er valgt som grunnlag for analysen. Modellen har skjærvegger i massivtre noe den må ha når elastisitetsmodul og skjærmodul for massivtre skal analyseres. I tillegg er det den modellen som benyttes for å se på økt veggetykkelse.

Tabeller med resultater for sensitivitetsanalysene er gitt i vedlegg E.

Dempning

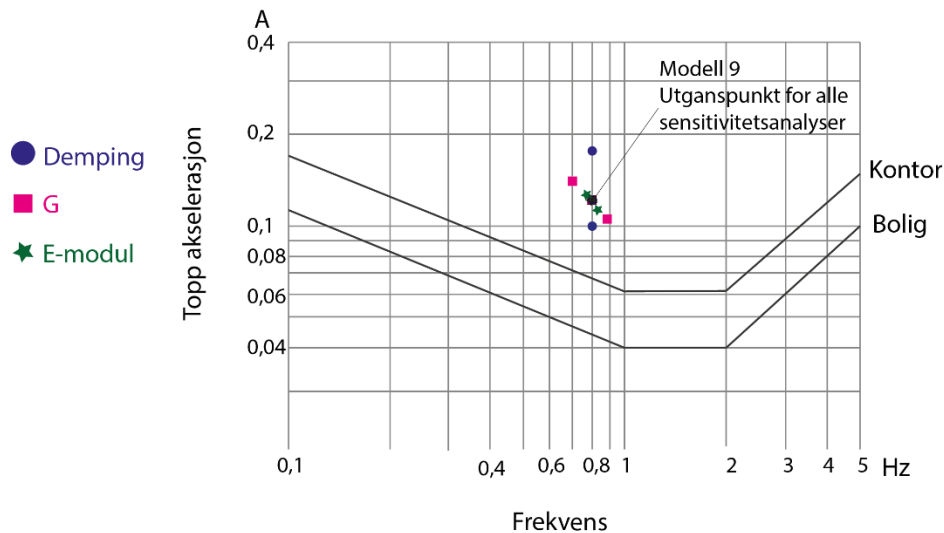
Det er valgt en høyere og en lavere verdi for δ enn den antatte. Den laveste verdien er valgt ut ifra NS-EN 1991-1-4 sin laveste anbefaling for trebruer, en lavere verdi enn hva som er målt på eksisterende trebygninger. Den høyeste verdien er valgt etter resultatene til målingene som er gjennomført på høye trebygninger, se kapittel 2.3.3. Endringen i δ er da lik for både den høyeste og laveste verdien av δ . Resultatene er plottet i figur 4.18 for komfortkrav.

Elastisitetsmodul E

E-modul til alle skjærvegger av massivtre er endret. Valgt E-modul i modellene er 7700 N/mm², som tilsvarer 70% av E-modulen til tre med kvalitet C24. Det er valg en høyere verdi som settes lik E-modulen til C24 og en lavere verdi som tilsvarer 30% av C24. Resultatene er plottet i figur 4.18 for komfortkrav.

Skjærmodul G

Valgt verdi er 460, og den er tatt fra ETA til Stora Enso (OiB 2014). Skjærmodul til et massivtreelement vil vanligvis ligge i området fra 300-600 N/mm², og disse grenseverdiene er valgt ut til analysen. Resultatene er plottet i figur 4.18 for komfortkrav.



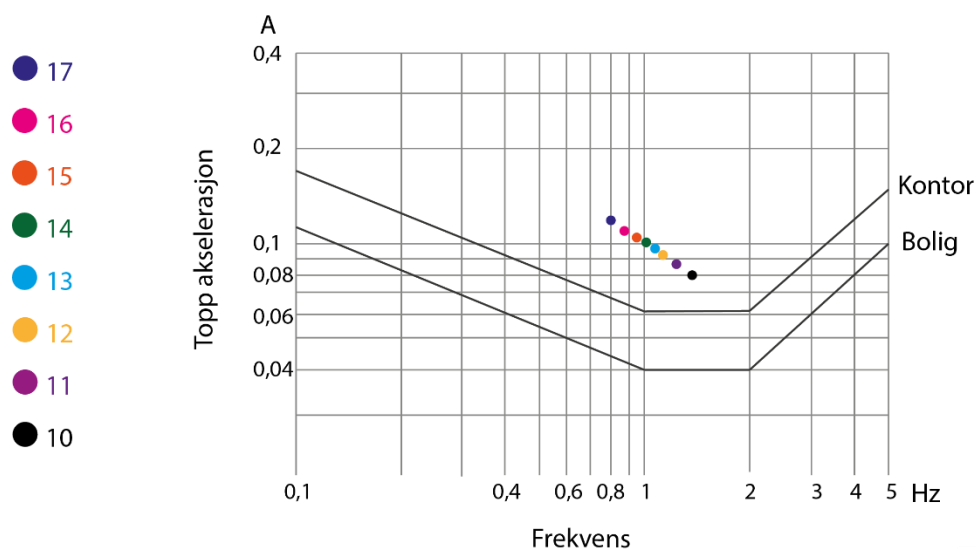
Figur 4.18 Resultater av sensitivitetsanalyse plottet i kurven for komfortkravet

Figur 4.18 viser at dempingen har stor påvirkning på akselerasjonen. For at dimensjoneringen skal bli riktig, er det viktig å velge en verdi som er i nærheten av den virkelige verdien. Dempningen til bygget kan ikke måles før bygget er ferdig. Og derfor velger man verdier basert på tidligere erfaringer i prosjektering. Det krever at det er gjort målinger på liknende bygg tidligere.

Endringen av E-modul ga ikke store utslag på akselerasjonen og frekvensen. Skjærmodulen gir en større endringer på akselerasjon og frekvens enn E-modul.

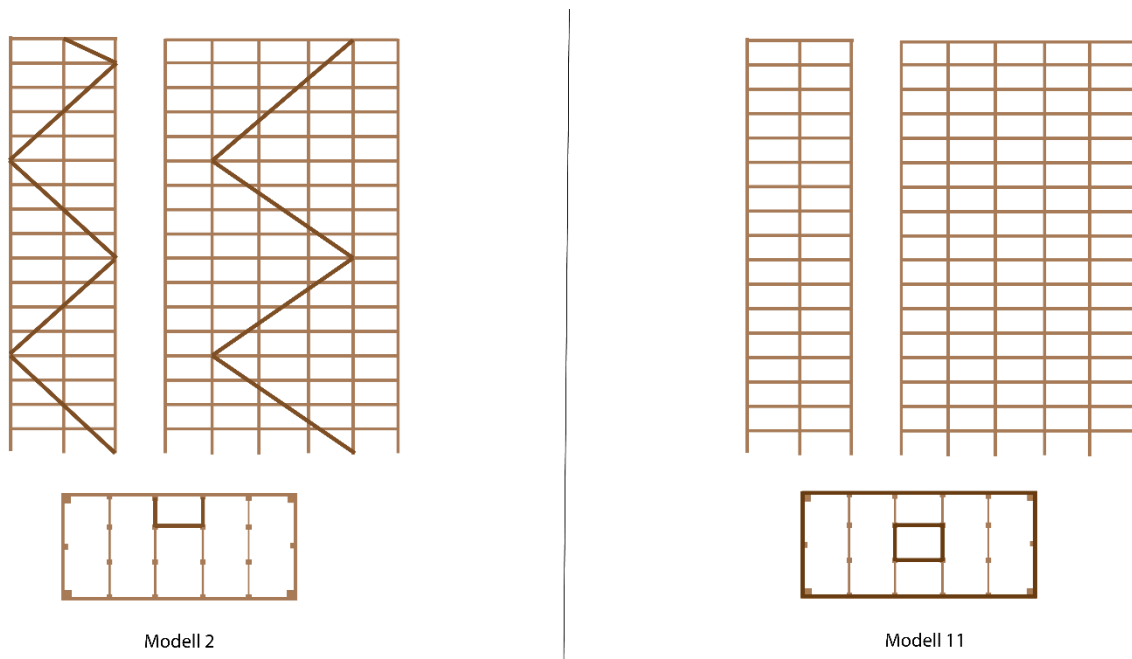
Geometrien til bygningen

Det er også valgt å gjennomføre en sensitivitetsanalyse av hvordan frekvens og akselerasjon endrer seg når høyden til bygget avtar. Geometrien til bygningen har påvirkning på den dynamiske responsen, og dynamiske utfordringer øker ved økt høyde. Høyden til bygningen blir redusert ved å ta bort en og en etasje ned til 10 etasjer. Det er hentet ut resultater for alle etasjehøydene mellom 10-17 etasjer. Resultatene er figur 4.19.

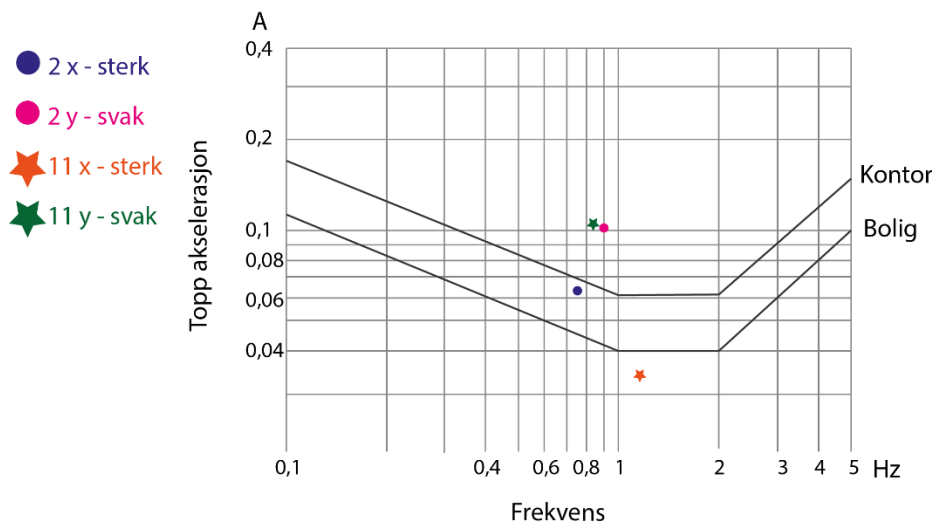


Figur 4.19 Resultater av redusert høyde plottet i kurven for komfortkravet

Stivheten til bygget øker for hver etasje som tas bort. Akselerasjonen senkes, og frekvensen økes på samme måte som før løsningene for økt stivhet som er analysert i oppgaven. Endring av geometrien til byggets grunnflate vil også påvirke de dynamiske egenskapene. Bygget som er valgt som case for denne oppgaven har en rektangulær grunnflate. Det gjør at bygget får en sterk og en svak side i forhold til horisontale bevegelser. Analysen til bygget er gjort med hensyn på den svake siden. I figur 4.21 er resultatene for modell 2 og 11 pottet for begge retninger. Modellene har samme avstivning i begge retninger, og egner seg derfor til å sammenligne hvor stor påvirkning bredden til bygget har, modellene er illustrert i figur 4.20.



Figur 4.20 Illustrasjon av modell 2 og 11.



Figur 4.21 Resultater for x- og y-retning for modell 2 og modell 11, plottet i kurven for komfortkravet

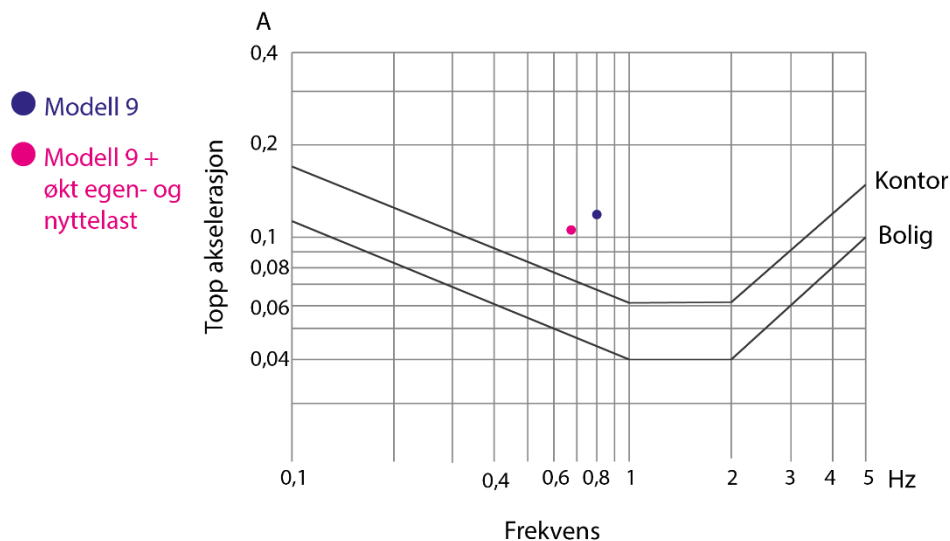
Figur 4.21 viser at grunnflata til bygget har stor påvirkning på hvordan bevegelsene oppleves i de ulike retningene. Å endre dimensjonene på grunnflata kan være et viktig virkemiddel for å endre de dynamiske egenskapen hvis tomta tillater det.

Laster

I tillegg de parameterne som testes i sensitivitetsanalysen er det også usikkerhet knyttet til de påsatte lastene.

Egenvekten til byggene beregnes av Sofistik, og da er kun byggets bæresystem med. Det er i tillegg en påsatt egenvekt på $0,4\text{kN/m}^2$ som tilsvarer et lett belegg på dekkene. Dette belegget vil i mange tilfeller ha en høyere vekt. Utvendig kledning er heller ikke tatt med i egenvekten. Så total egenvekt er nok noe lavere enn hva man kan forvente i et ferdigstilt bygg. Nyttelastene som er satt på er tatt utgangspunkt i et boligbygg som har en standardverdi på 2 kN/m^2 . For kontorbygg er denne verdien 3 kN/m^2 . De totale nyttelastene for grunnmodellen blir da 17808 kN , endres den påsatte nyttelasten til verdien til kontorbygg vil de totale nyttelastene øke til 26712 kN . Den totale egenvekten til grunnmodellen er 19892 kN . Av modellene som har skjærvegger eller diagonaler er egenvekten til den tyngste 27231 kN . Dette viser at nyttelasten har stor betydning for den totale massen til et trebygg. Ved beregning av egenfrekvens er 30 % av nyttelasten tatt med som tilnærmet permanent. Og er derfor et viktig bidrag i den modale analysen.

Både egenlaster og nyttelaster kunne vært høyere i metoden benyttet. Det er testet å øke den påsatte egenlasten på dekkene med 1 kN/m^2 . Dekken vil da få en total egenvekt på $2,9\text{ kN/m}^2$. Denne verdien tilsvarer det som benyttes av Sweco i deres beregninger av Mjøstårnet. I tillegg økes nyttelasten til standardverdien for kontorer, en økning på ytterligere 1 kN/m^2 . Resultatene er vist i figur 4.22. Tabell med resultater er gitt i vedlegg E.



Figur 4.22 Resultater for test av økt egen- og nyttelast, plottet i kurven for komfortkravet.

Resultatene viser at ved å ta med en høyere verdi for egen- og nyttelast ville byggene kommet nærmere komfortkravet. Riktige verdier for de påsatte lastene er viktig for å kunne evaluere et bygg ut ifra akselerasjoner og egenfrekvens.

4.4 Diskusjon

I diskusjonen vil de fire delspørsmålene til problemstillingen besvares. Dette vil gi utgangspunkt for å trekke en konklusjon.

Målet med oppgaven er å undersøke hvordan ulike løsninger for horisontal avstivning av høye trehus påvirker byggenes dynamiske respons forårsaket av vindlast.

1. Hvilke parametere er avgjørende for byggets dynamiske oppførsel?

Det er tre avgjørende parameterne for dynamisk oppførsel; masse, dempning og stivhet. I tillegg vil konstruksjonenes moder med tilhørende egenfrekvens være viktige parametere, de er begge avhengig av massen og stivheten til konstruksjonen.

2. Hvilke løsninger for horisontal avstivning finnes, og hvordan blir dette gjort i dagens høye trehus?

For å øke en konstruksjons horisontale stabilitet kan stivheten, massen eller dempingen endres. I denne oppgaven er det valgt å bare se på metoder for å endre masse og stivhet. Endring av stivhet kan gjøres ved å endre forbindelsene, leddet til stive, innføre skiver i form av vegger som tar skjærkrefter (skjærvegger), og ha avstivende diagonaler i kombinasjon med søyler og bjelker. Og kombinasjoner av disse. Endre materiale til et materiale med andre stivhetsegenskaper er også en løsning. Løsningene brukt på høye trehus kan deles inn i tre hovedmetoder. Diagonaler i limtre, kjerne (tube) i betong og skjærvegger av massivtre. Å endre massen er også et virkemiddel for å endre de dynamiske egenskapene. Økt masse senker både akselerasjonen og frekvensen til en konstruksjon. I høye trehus er innslag av betong i dekker en mye brukt løsning.

3. Hvilke krav gis til bevegelser forårsaket av vindlast, og hvilke parametere trengs for å evaluere et bygg opp mot kravene?

Mennesker kan oppleve kvalme og ubehag ved å oppholde seg høyt oppe i en konstruksjon som beveger seg på grunn av vindlast. Denne opplevelsen er en subjektiv opplevelse, og ulike mennesker vil oppleve bevegelsene forskjellig. Noen er mer sensitive for bevegelser enn andre. ISO 10137 gir krav til komfort for bevegelser forårsaket av vindlast. Det er en kurve som er avhengig av akselerasjonen og egenfrekvensen til konstruksjonen. Det stilles ulike krav til akselerasjonen avhengig av hvilken egenfrekvens konstruksjonen har.

4. Hvordan påvirker de ulike løsningene for horisontal avstivning parameterne som trengs for å evaluere et bygg opp mot kravene?

Både økt stivhet og økt masse senker akselerasjonen, men de påvirker frekvensen i hver sin retning. Økt masse senker frekvensen og økt stivhet øker frekvensen. For høye slanke bygninger, med en egenfrekvens på under 1 Hz, er det mest effektivt å øke massen for å oppnå komfortkravet til bevegelser. Fordi kravet til akselerasjon økes ved økt frekvens. Økt stivhet vil også føre til at bygningen kommer nærmere kravet. Av løsningene for økt stivhet vil diagonaler i limtre gi en høy stivhet i forhold til mengden tre som er brukt, sammenlignet med å bruke skjærvegger av massivtre. Å benytte betong i en sentral kjerne vil føre til at bygningen kommer vesentlig nærmere kravet til komfort sammenlignet med å ha en sentral kjerne i massivtre.

Konklusjon

I analysene av casebygningen er en og en metode for å øke den horisontale stabiliteten testet. Det er ingen av modellene som oppnår kravet til komfort i et boligbygg ved bevegelser forårsaket av vindlast. For et høyt trehus vil en metode alene ikke være nok til å oppnå kravet. Det finnes mange måter å kombinere metodene på, og det må til for at casebygningen skal oppnå kravet. Det å finne en god måte å øke massen til bygningen vil være det mest effektive. Og plassering av massen er også avgjørende, hvor det mest fordelaktige er å ha mest mulig masse i toppen av bygningen. Flere av metodene for å øke stivheten kan kombineres, og valg av metode er avhengig av hvilke krav som stilles til fleksibilitet av innvendige planløsninger.

Løsningen med diagonaler i limtre gir en høy stivhet til bygningen. For at skjærvegger skal gi samme stivhet må det mange vegger til. Det fører til at det må plasseres innvendige skjærvegger, som vil gi en mindre fleksibel planløsning. Ved bruk av diagonaler vil det være full fleksibilitet i innvendig planløsning, og løsningen egner seg godt i bygg hvor dette er en viktig faktor. For leilighetsbygg og andre bygg hvor det er mulig å ha mange innvendige skjærvegger, er det en god løsning. I alle høye bygg er det en heis- og trappesjakt. Det å plassere fire skjærvegger med momentstive forbindelser rundt denne vil øke stivheten, og dermed bedre den dynamiske responsen. Ved å ha betong i kjernen rundt heis- og trappesjakt vil akselerasjon til bygget senkes betraktelig, og løsningen er effektiv for å bedre den dynamiske responsen.

Resultatene fra sensitivitetsanalysene viser at det er mange parametere som har stor betydning på den dynamiske responsen. Damping, laster, materialegenskaper og dimensjonen på bygningens grunnflate har også stor innvirkning på hvordan bevegelsene i bygningen blir. Og det er derfor viktig å gjøre gode vurderinger rundt disse valgene.

Ved å endre verdien for demping, øke lastene og endre på byggets grunnflate, vil bygget kunne plassere seg annerledes i forhold til kravet til komfort ved akselerasjoner forårsaket av vindlast. Så lenge bygget får en egenfrekvens på under 1 Hz, vil konklusjonen være gyldig. Får bygg med en egenfrekvens mellom 1-2 Hz, vil økning av stivhet og masse være like effektivt som virkemiddel for å oppfylle akselerasjonskravene. For bygninger med en frekvens over 2 Hz, vil økt stivhet være mest effektiv for å oppnå kravene. Egenfrekvensen senkes ved økt høyde, og konklusjonen vil derfor være gyldig også for høyere bygninger enn bygningen studert i denne oppgaven. Lavere bygninger vil få en høyere frekvens, og hvilke løsning er best i forhold til å bedre den dynamiske responsen vil da endre seg.

Resultatene fra denne oppgaven viser at høye trehus har en utfordring når det gjelder dynamisk respons. Ved å se på resultatene til bygningen for den sterke siden av bygningen, så oppfyller flere av modellene komfortkravet. Det er ingen tvil om at det er mulig å oppnå kravene, og at man kan unngå ubehagelige opplevelser knyttet til bevegelser forårsaket av vindlast i høye trehus. Men det er mange faktorer som påvirker og en kombinasjon av løsninger for å øke horisontal avstivning bør benyttes. For arkitekter og ingeniører er det derfor viktig å sette seg inn i hvilke løsninger som egner seg best til horisontal avstivning av den typen trebygg som skal prosjekteres. Og ta utfordringene knyttet til dynamiske laster med i utformingen av både grunnflate, innvendige planløsninger, bæresystem og fasade.

5.1 Videre arbeider

- For å få en bedre forståelse av høye trebygningers dynamiske respons vil et viktig bidrag være å gjennomføre målinger på byggene som blir ferdigstilt. Måling av både akselerasjon og dempning vil gi svar på om beregnede og antatte verdier stemmer overens med det som blir resultatene i de ferdige byggene.
- En utfordring er også å overbevise enda flere utbyggere om at høye trehus er mulig og et godt alternativ til stål og betong. Flere ferdigstilte høye trehus vil gi mulighet for økt innsamling av målte data, som gir et bedre grunnlag for å forstå den dynamiske responsen.
- Geometrien til bygningen er også avgjørende for den dynamiske responsen. Og en større forståelse av hvordan ulike geometriske forhold påvirker akselerasjonen og egenfrekvensen vil være nyttig.
- Det er ikke tatt hensyn til forbindelser mellom konstruksjonselementene. En analyse av ulike forbindelsers påvirkning på stivheten bør gjennomføres.

Litteraturliste

Andersen E. (2016). Mjøstårnet brannstrategi, Presentasjon fra; Trekonstruksjonsdagen, 31. mai, 2016.

Australian Institute of Construction Engineering (OiB). (2014). European Technical Assessment. ETA- 14/0349 of 02.10.2014.

ArchDaily.com. (2016). Tilgjengelig fra: <http://www.archdaily.com/787673/construction-of-the-worlds-tallest-timber-tower-is-underway-in-vancouver> (lest 05.10.16)

ArchDaily.com. (2016). Tilgjengelig fra: <http://www.archdaily.com/786211/jean-paul-viguiere-designs-a-mixed-use-timber-frame-tower-in-bordeaux> (lest 05.10.16)

Architectureanddesign.com. (2016) Tilgjengelig fra: <http://www.architectureanddesign.com.au/projects/multi-residential/forte-by-lend-lease>(lest 12.12.16)

Bergan P. G., Larsen P., Mollestad E. (1993) Svingninger av konstruksjoner, utgave 2, tapir forlag

Bjertnæs M., Malo K. A. (2014). Wind-induced motions of «treet» - A 14-storey timber residential building in Norway. World Conference on Timber Engineering, 2014, Quebec City, Canada.

Boggs D. (1995) Acceleration Indexes for Human Comfort in Tall Buildings – Peak or RMS?

Bygg.no. (2013). Pentagon II. Tilgjengelig fra: <http://www.bygg.no/article/111826?image=dp-image10788-1018181>. (Lest 12.12.16)

Chopra A.K., (2012) Dynamics of structures, fourth edition.

C.F. Møller. (2013) Tilgjengelig fra <http://www.cfmoller.com/p/HSB-2023-Vasterbroplan-i3048.html> (lest 04.10.16)

Dipl.-ing. Florian Kosche AS. (2016). Tilgjengelig fra: <http://www.difk.no/pages/projects/skellefteaa.shtml> (lest 04.10.16)

DNB Eiendom (2016) Tilgjengelig fra: <http://www.dnbeiendom.no/bolig/HEDMARK/Brumunddal/Mj%C3%B8st%C3%A5rnet/52316124> (lest 07.11.16)

Faanes S. (2016). Tilgjengelig fra: <http://www.tu.no/artikler/boligblokk-i-tre-tok-halvparten-sa-lang-tid-a-bygge-som-naboblokka-i-betong/276082> (Lest 16.09.2016)

Feldmann A., Huang H., Shao W., Harris R., Dietsch P., Gräfe M., Hein C. (2016) Dynamic Properties of Tall Timber Structures under Wind-induced Vibrations. World Conference on Timber Engineering, 2016, Vienna, Austria.

Folkhem.se. (2016). Tilgjengelig fra: <http://www.folkhem.se/sv/framtida-hus/loudden-2025> (lest 04.10.16)

Folkhem.se. (2016). Tilgjengelig fra: <http://www.folkhem.se/sv/framtida-hus/alvsjo-2023> (lest 04.10.16)

Folkhem.se. (2016). Tilgjengelig fra: <http://www.folkhem.se/sv/framtida-hus/vartahamnen-2024> (lest 04.10.16)

- Forestry Innovation Investment (FII), Binational Softwood Lumber Council (BSLC). (2014). Survey of International Tall Wood Buildings.
- FPIInnovations. (2013). CLT-handbook, Cross-laminated timber. US edition
- Gjestvang M., Lund B. A., Løset Ø., Grøterud S. (2015). Dimensjonering av bygninger utsatt for vibrasjoner. Utgave 2.
- Green M. (2012). The Case for Tall Wood Buildings
- Hoho Wien. (2016). Tilgjengelig fra <http://www.hoho-wien.at/en/projekt/> (lest 04.10.16)
- Holmes J. (2007). Wind Loading of Structures. Taylor & Francis, 2.edition.
- ISO (International Standard Organisation). (2007). ISO 10137: Bases for design of structureserviceability of buildings and walkways against vibrations.
- Johansson M., Linderholt A., Bolmsvik Å., Jarnerö K., Olsson J., Reynolds T. (2015). Building higher with lights-weight timber structures – the effect of wind induced vibrations.
- Johansson M., Linderholt A., Bolmsvik Å., Jarnerö K., Landel P. (2016). Tall timber buildings – A preliminary study of wind-induced vibrations of a 22-storey building. World Conference on Timber Engineering, 2016, Vienna, Austria.
- Lamb S., Kowk K.C.S., Walton D. (2013). Occupant comfort in wind-exited tall buildings: motion sickness, compensatory behaviours and complaint.
- Malo K.A. (2015) Trehus i høyden. Tilgjengelig fra: <http://www.dagsavisen.no/innenriks/trehus-i-hoyden-1.481288> (lest 07.12.2016)
- Miljødirektoratet. (2015). Tilgjengelig fra: <http://www.miljostatus.no/tema/klima/tiltak-klimagassutslipp/klimaarbeid-i-kommunene/> (Lest 16.09.2016)
- Näslund I. (2015) Engineers' Views on Serviceability in Timber Buildings.
- Olsen M. F., Hansen O. (2016) Measuring Vibrations and assessing Dynamic Properties of tall Timber Buildings. Master's thesis, Norwegian University of Science and Technology (NTNU)
- Sandelin C., Budajev E. (2013) The Stabilization of High-rise Buildings
- SINTEF Byggforsk. (2013). Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler, 471.031.
- Sio.no (2016). Friluftstudentbyen på Kringsjø. Tilgjengelig fra: <https://www.sio.no/3784/friluftstudentbyen-p%C3%A5-kringsj%C3%A5> (lest 12.12.16)
- Skidmore, Owings, Merrill. (2013) Timber Tower Research Project. Final report
- Sofistik AG. (2015). Introduction. Tilgjengelig fra: <http://www.Sofistik.de/documentation/2016/en/tutorials/index.html> (lest 07.12.2016)
- Standard Norge. (2009). NS-EN 1991-1-4: 2005+ NA:2009 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, del 1-4: Allmenne laster, vindlaster.
- Standard Norge. (2013). NS-EN 14080:2013: Trekonstruksjoner – limtre og limt laminert heltre – krav.
- Standard Norge. (2008). NS-EN 1992-1-1: 2004+NA:2008 Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger.

Standard Norge. (2016). NS-EN 338: 2016: Konstruksjonstrevirke – Fasthetsklasser

Standard Norge. (2008). NS-EN 1993-1-1: 2004+NA:2008 Eurokode 2: Prosjektering av stålkonstruksjoner, del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger.

Standard Norge. (2016). NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.

Stora Enso (2016) Stora Enso CLT. Wood: the world's oldest and yet most modern building material.

Sweco. (2015). Verdens høyeste trehus: Et innovativt og bærekraftig bygg. <http://www.sweco.no/prosjekt-container/verdens-hoyeste-trehus-et-innovativt-og-barekraftig-bygg/> (lest 04.10.2016)

Team V Architectuur. (2016). Tilgjengelig fra: <http://teamv.nl/en/portfolio/haut/> (lest 04.10.16)

Teknisk Ukeblad. (2016). Tilgjengelig fra: <http://www.tu.no/artikler/derfor-bygges-stadig-flere-studentboliger-i-massivtre/346476> (lest 16.09.16)

Treteknisk. (2008). Håndbok – Bygge med massivtreelementer

Treteknisk. (2013). Treindustriens lille grønne

Utne I. (2012) Numerical models for dynamic properties of a 14 storey timber building. Master's thesis, Norwegian University of Science and Technology (NTNU)

Veidekke.no. (2016). Tilgjengelig fra: <http://veidekke.no/om-oss/nyheter-og-media/temasaker/article21354.ece> (lest 14.09.16)

Figurliste

- Fig. 1.1 (1) Fortè (architectureanddesign.com 2016), (2) Treet (Sweco 2015), (3) 18 etasjer i Vancouver (archdaily.com 2016)
- Fig. 1.2 (1) Pentagon 11, studentboliger på Ås, (2) Moholt 50150, studentboliger i Trondheim
- Fig. 2.1 Dynamiske laster – eksempler. (Gjestvang et al. 2015)
- Fig 2.2 Fri vibrasjon av et kritisk dempet, overkritisk dempet og underkritisk dempet system. (Chopra 2012)
- Fig 2.3 Illustrasjon av de fire første modene til en utkraget bjelke, basert på (Chopra 2012).
- Fig 2.4 Illustrasjon av de tre dynamisk bevegelsene, svaing i vindretning, svaing i kryssretning og torsjon av bygningen.
- Fig. 2.5 Menneskers reaksjon på bevegelser ved en gitt akselerasjon. (Boggs 1995)
- Fig. 2.6 Komfortkravet for bevegelser forårsaket av vindlast. (ISO 10137)
- Fig. 2.7 Responderende krefter i en vegg som fungerer som en skive ved en ytre påsatt last
- Fig. 2.8 Bøyemomenter for en avstivet ramme
- Fig. 2.9 Krefter i diagonalene ved en påsatt horisontal kraft
- Fig. 2.10 Eksempler på måter å plassere avstivende diagonaler
- Fig. 2.11 Effekten av å forbinde veggene til en tube. Når veggene ikke er festet sammen vil det være en større utbøying enn om de virker sammen.
- Fig 2.12 Ulike metoder for avstivning av høye trehus. 1 Betong kjerne, 2 Diagonaler i limtre, 3 Vegger i massivtre.
- Fig. 2.13 Eksempler på økt masse i form av betong i et trehus. 1 er betongpåstøp på kompakt tredekke, 2 er betongdekke oppå doble bjelker av tre og 3 er hele dekker byttet ut med betong i noen etasjer.
- Fig. 2.14 Oppbygning av massivtre. (CLT handbook)
- Fig. 2.15 Viser en forenklet metode på hvordan massivtreets elastisitetsmodul kan beregnes.
- Fig. 3.1 Forskningsstrategi for oppgaven
- Fig. 3.2 Illustrasjoner av Mjøstårnet (Prospekt fra DNB Eiendom, 2016)
- Fig. 3.3 Bæresystemet i Mjøstårnet og snitt av Mjøstårnet som viser etasjefordeling og etasjehøyder (Sweco)
- Fig. 3.4 Forenkling av E-modul lagt inn i Sofistik
- Fig. 3.5 Målsetting av utvendige dimensjoner, og plassering av søyler og bjelker
- Fig. 3.6 Illustrasjon av grunnmodellen
- Fig. 3.7 Illustrasjon av modellene med diagonaler
- Fig. 3.8 Illustrasjon av modellene med skjærvegger

Fig. 3.9 Illustrasjon av modellene med økt veggykkelse

Fig. 3.10 Illustrasjon av modellene med kjerne i betong

Fig. 3.11 Illustrasjon av modellene med økt masse

Fig. 3.12 (1) Distribusjon av vindlast etter NS-EN 1991-1-4, (2) Utbøying av konstruksjonen i første mode i y-retning

Fig. 4.1 Første mode for bevegelser i x-retning, y-retning og torsjon.

Fig. 4.2 Resultater for forbindelser plottet i kurven for komfortkravet

Fig. 4.3 Illustrasjon av modellene med diagonaler

Fig. 4.4 Resultater for diagonaler plottet i kurven for komfortkravet

Fig. 4.5 Illustrasjon av modellene for skjærvegger

Fig. 4.6 Resultater for skjærvegger plottet i kurven for komfortkravet

Fig. 4.7 Illustrasjon av modellene med økt veggykkelse

Fig. 4.8 Resultater for økt veggykkelse plottet i kurven for komfortkravet

Fig. 4.9 Illustrasjon av modellene med en «tube» med og uten betong

Fig. 4.10 Resultater for «tube» i betong plottet i kurven for komfortkravet

Fig. 4.11 Illustrasjon av hvordan endring av stivhet påvirker bygningen i forhold til komfortkravet til bevegelser forårsaket av vindlast

Fig. 4.12 Illustrasjon av modellene med økt masse

Fig. 4.13 Resultater for økt masse plottet i kurven for komfortkravet

Fig. 4.14 Resultater fra alle metodene

Fig. 4.15 Illustrasjon av hvordan endring av masse og stivhet påvirker et bygg i forhold til komfortkravet for bevegelser forårsaket av vindlast.

Fig. 4.16 Illustrasjon av modell 2,3,4 og 9

Fig. 4.17 Sammenligning av økt veggetykkelse for skjærvegger og økning av antall diagonaler.

Fig. 4.18 Resultater av sensitivitetsanalyse plottet i kurven for komfortkravet

Fig. 4.19 Resultater av redusert høyde plottet i kurven for komfortkravet

Fig. 4.20 Illustrasjon av modell 2 og 11.

Fig. 4.21 Resultater for x- og y-retning for modell 2 og modell 11, plottet i kurven for komfortkravet

Fig. 4.22 Resultater for test av økt egen- og nyttelast, plottet i kurven for komfortkravet.

Tabelliste

Tabell 2.1 Oversikt over et utvalg av høye trehus med 9 etasjer eller mer.

Tabell 2.2 Stivhetsegenskaper for betong, tre og stål

Tabell 2.3 Tetthet til betong, tre og stål

Tabell 2.4 Dempning for ulike typer konstruksjoner

Tabell 3.1 Liste over alle konstruksjonsdeler. Med beskrivelser av plassering, materiale og tverrsnittsdimensjon.

Tabell 3.2 Liste over parametere og verdier som er med i beregningen av akselerasjon etter NS-EN 1991-1-4

Tabell 4.1 Resultater for forbindelser

Tabell 4.2 Resultater for diagonaler

Tabell 4.3 Resultater for skjærvegger

Tabell 4.4 Resultater for økt veggtykkelse

Tabell 4.5 Resultater for «tube» i betong

Tabell 4.6 Resultater for økt masse

Tabell 4.7 Sammenligning av resultater for diagonaler og skjærvegger med økt veggtykkelse

Tabell 4.8 Resultater for endring av dempning

Tabell 4.9 Resultater for endring av E-modul

Tabell 4.10 Resultater for endring av skjærmodul

Tabell 4.11 Resultater for endring av høyden.

Vedlegg

Vedlegg A

- Input verdier for de ulike materialene i Sofistik.

Vedlegg B

- Illustrasjon av alle modeller

Vedlegg C

- Resultater Sofistik.
 - Egenfrekvensrapport
 - Full rapport for grunnmodellen
 - Kun resultater for egenfrekvens for resten av modellene
 - Beregning av total vekt som er med i beregningene.

Vedlegg D

- Resultater for beregning av akselerasjon, hvor parametere som varierer for de ulike modellene er vist (oransje markering i tabell 3.2).

Vedlegg E

- Resultater fra sensitivitetsanalyser av dempning, elastisitetsmodul, skjæremodul, høyde og laster.

Vedlegg A

Input verdier for alle materialer brukt i Sofistik; betong, stål, limtre og massivtre.

Betong

SOFiSTiK: Design Code Material

NS EuroNorm EN 1992-1-1:2004 (NA:2008) Betongkonstruksjoner (NO)

Number: Title:

Type: Classification: Kind of Cement:

Properties **Strength** Bedding

General properties Advanced >>

<input type="checkbox"/>	Self weight:	γ	<input type="text" value="25.0"/>	[kN/m ³]
<input type="checkbox"/>	Density:	ρ	<input type="text" value="2400"/>	[kg/m ³]
<input type="checkbox"/>	Temperature coeff.:	α	<input type="text" value="1.000e-05"/>	[1/K]
<input type="checkbox"/>	Elastic modulus:	E	<input type="text" value="3.284e+04"/>	[N/mm ²]
<input type="checkbox"/>	Poisson ratio:	μ	<input type="text" value="0.200"/>	[-]
<input type="checkbox"/>	Shear modulus:	G	<input type="text" value="1.368e+04"/>	[N/mm ²]
<input type="checkbox"/>	Compression modulus:	K	<input type="text" value="1.824e+04"/>	[N/mm ²]

SOFiSTiK: Design Code Material

NS EuroNorm EN 1992-1-1:2004 (NA:2008) Betongkonstruksjoner (NO)

Number: Title:

Type: Classification: Kind of Cement:

Properties **Strength** Bedding

Material safety factor: [-]

Strength

<input type="checkbox"/>	Nominal strength:	f _{ck}	<input type="text" value="30.00"/>	[MPa]
<input type="checkbox"/>	Effective strength:	f _c	<input type="text" value="25.50"/>	[MPa]
<input type="checkbox"/>	Tensile strength:	f _{ctm}	<input type="text" value="2.90"/>	[MPa]
<input type="checkbox"/>	Lower fractile value of tensile strength:	f _{ctk,0.5}	<input type="text" value="2.03"/>	[MPa]
<input type="checkbox"/>	Fatigue strength:	f _{cd,fat}	<input type="text" value="14.96"/>	[MPa]
<input type="checkbox"/>	Design bond strength:	f _{bd}	<input type="text" value="2.59"/>	[MPa]
<input type="checkbox"/>	Mean strength:	f _{cm}	<input type="text" value="38.00"/>	[MPa]
<input type="checkbox"/>	Modulus of elasticity for service:	E	<input type="text" value="3.448e+04"/>	[N/mm ²]
<input type="checkbox"/>	Fracture energy:		<input type="text" value="140.5"/>	[N/m]

Tensile Stresses in Stress-Strain Curves

<input type="checkbox"/>	Design tensile strength:	f _{td}	<input type="text" value="1.15"/>	[MPa]
<input type="checkbox"/>	Tensile strength after cracking:	f _{eqr}	<input type="text" value="0.0"/>	[MPa]
<input type="checkbox"/>	Ultimate tensile strength:	f _{eqt}	<input type="text" value="0.0"/>	[MPa]

Friction in cracks: [-]

Stål

SOFiSTiK: Design Code Material

NS EuroNorm EN 1992-1-1:2004 (NA:2008) Betongkonstruksjoner (NO)

Number: Title:

Type: Classification: Max thickness: [mm]

Properties **Strength** Bedding

General properties Advanced>>

<input type="checkbox"/> Self weight:	γ	<input type="text" value="78.5"/>	[kN/m ³]
<input type="checkbox"/> Density:	ρ	<input type="text" value="7850"/>	[kg/m ³]
<input type="checkbox"/> Temperature coeff.:	α	<input type="text" value="1.200e-05"/>	[1/K]
<input type="checkbox"/> Elastic modulus:	E	<input type="text" value="2.000e+05"/>	[N/mm ²]
<input type="checkbox"/> Poisson ratio:	μ	<input type="text" value="0.300"/>	[-]
<input type="checkbox"/> Shear modulus:	G	<input type="text" value="7.692e+04"/>	[N/mm ²]
<input type="checkbox"/> Compression modulus:	K	<input type="text" value="1.667e+05"/>	[N/mm ²]

SOFiSTiK: Design Code Material

NS EuroNorm EN 1992-1-1:2004 (NA:2008) Betongkonstruksjoner (NO)

Number: Title:

Type: Classification: Max thickness: [mm]

Properties Strength **Bedding**

Material safety factor: [-]

General

<input type="checkbox"/> Yield strength:	f_y	<input type="text" value="500.00"/>	[MPa]
<input type="checkbox"/> Tensile strength:	f_t	<input type="text" value="575.00"/>	[MPa]
<input type="checkbox"/> Compressive strength:	f_{tc}	<input type="text" value="575.00"/>	[MPa]
<input type="checkbox"/> Compressive yield strength:	f_{yc}	<input type="text" value="500.00"/>	[MPa]
<input type="checkbox"/> Ultimate strain:		<input type="text" value="75.00"/>	[o/oo]
<input type="checkbox"/> Elastic limit:		<input type="text" value="500.00"/>	[MPa]
<input type="checkbox"/> Permanent strain at yield strength:	relative	<input type="text" value="0.0"/>	[o/oo]

Reinforcing and prestressing steel

<input type="checkbox"/> Allowed stress range:	σ -dyn	<input type="text" value="152.17"/>	[MPa]
<input type="checkbox"/> Relative bond strength:		<input type="text" value="1.000"/>	[-]
<input type="checkbox"/> Bond coefficient for crack width EN 1992:		<input type="text" value="0.800"/>	[-]
<input type="checkbox"/> Coefficient of relaxation (0.55 ft):		<input type="text" value="0.0"/>	[%]
<input type="checkbox"/> Coefficient of relaxation (0.7 ft):		<input type="text" value="0.0"/>	[%]

Limtre

SOFiSTiK: Design Code Material

NS EuroNorm EN 1992-1-1:2004 (NA:2008) Betongkonstruksjoner (NO)

Number: Title:

Type: Classification: Service class: Max. thickness: [mm]

Properties **Strength** Bedding

General properties

Self weight: γ [kN/m³]

Temperature coeff.: α [1/K]

Elastic modulus: E [N/mm²]

Poisson ratio: μ [-]

Shear modulus: G [N/mm²]

Compression modulus: K [N/mm²]

Advanced <<

Anisotropy

Elastic modulus 90: E [N/mm²]

Poisson ratio 90: μ [-]

Euler angle I: [°]

Euler angle II: [°]

SOFiSTiK: Design Code Material

NS EuroNorm EN 1992-1-1:2004 (NA:2008) Betongkonstruksjoner (NO)

Number: Title:

Type: Classification: Service class: Max. thickness: [mm]

Properties **Strength** Bedding

Material safety factor: [-]

Strength

Bending strength: $f_{m,0}$ [MPa]

Bending strength normal to fibre: $f_{m,90}$ [MPa]

Tensile strength: $f_{t,0}$ [MPa]

Tensile strength normal to fibre: $f_{t,90}$ [MPa]

Compressive strength: $f_{c,0}$ [MPa]

Compressive strength normal to fibre: $f_{c,90}$ [MPa]

Shear strength at centre (shear force): f_v [MPa]

Shear strength at edge (torsion): $f_{v,T}$ [MPa]

Shear strength for plate bending: $f_{v,pl}$ [MPa]

Factors

Deformation factor k_{def} : [-]

Permanent combination: [-]

Long term combination: [-]

Middle term combination: [-]

Short term combination: [-]

Very short term combination: [-]

Massivtre

SOFiSTiK: Design Code Material

NS EuroNorm EN 1992-1-1:2004 (NA:2008) Betongkonstruksjoner (NO)

Number: Title:

Type: Classification: Service class: Max. thickness: [mm]

Properties **Strength** Bedding

General properties

Self weight: γ [kN/m³]

Density: ρ [kg/m³]

Temperature coeff.: α [1/K]

Elastic modulus: E [N/mm²]

Poisson ratio: μ [-]

Shear modulus: G [N/mm²]

Compression modulus: K [N/mm²]

Advanced <<

Anisotropy

Elastic modulus 90: E [N/mm²]

Poisson ratio 90: μ [-]

Euler angle I: [°]

Euler angle II: [°]

SOFiSTiK: Design Code Material

NS EuroNorm EN 1992-1-1:2004 (NA:2008) Betongkonstruksjoner (NO)

Number: Title:

Type: Classification: Service class: Max. thickness: [mm]

Properties **Strength** Bedding

Material safety factor: [-]

Strength

Bending strength: $f_{m,0}$ [MPa]

Bending strength normal to fibre: $f_{m,90}$ [MPa]

Tensile strength: $f_{t,0}$ [MPa]

Tensile strength normal to fibre: $f_{t,90}$ [MPa]

Compressive strength: $f_{c,0}$ [MPa]

Compressive strength normal to fibre: $f_{c,90}$ [MPa]

Shear strength at centre (shear force): f_v [MPa]

Shear strength at edge (torsion): $f_{v,T}$ [MPa]

Shear strength for plate bending: $f_{v,pl}$ [MPa]

Factors

Deformation factor k_{def} : [-]

Permanent combination: [-]

Long term combination: [-]

Middle term combination: [-]

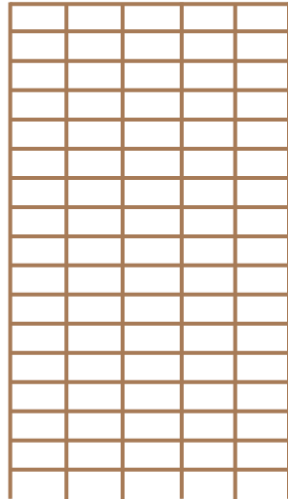
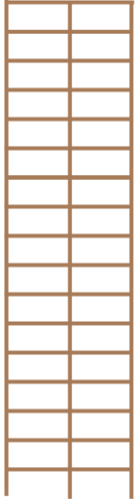
Short term combination: [-]




Very short term combination: [-]

Vedlegg B

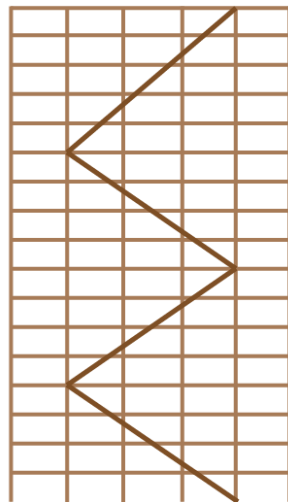
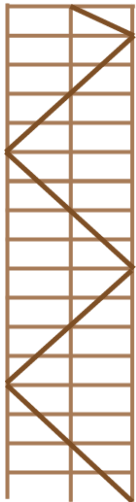
Illustrasjon av alle modeller




Modell 1



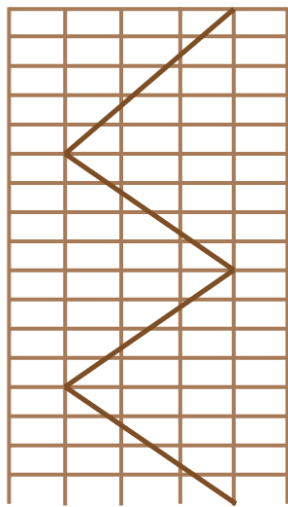
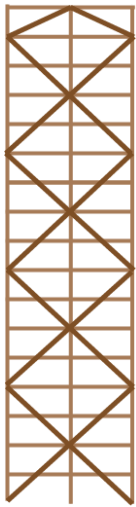
-  Bjelker og søyler i limtre
-  Vegger i massivtre og limtre diagonaler
-  Vegger og dekker i betong

Modell 2



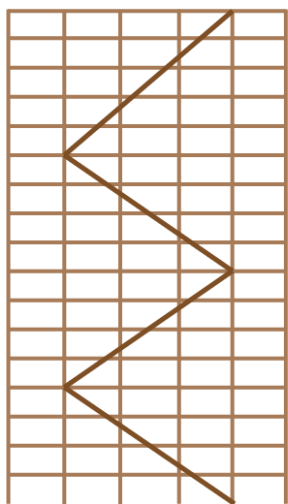
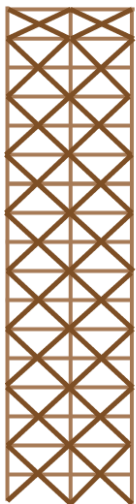
-  Bjelker og søyler i limtre
-  Vegger i massivtre og limtre diagonaler
-  Vegger og dekker i betong

Modell 3



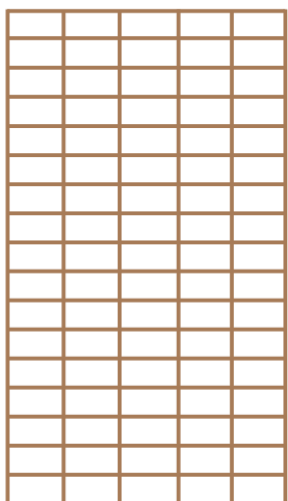
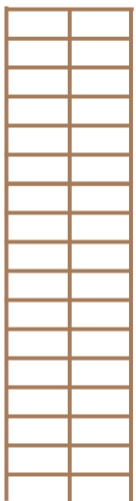
- Bjelker og søyler i limtre
- Vegger i massivtre og limtre diagonaler
- Vegger og dekker i betong

Modell 4



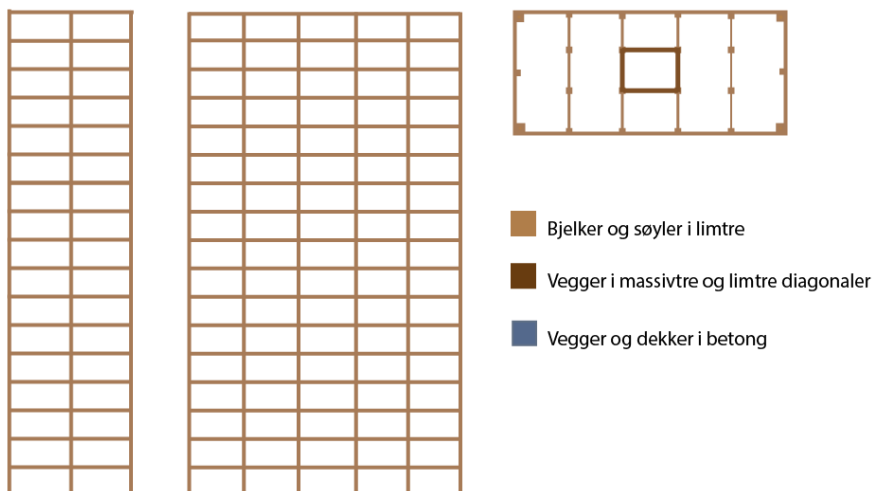
- Bjelker og søyler i limtre
- Vegger i massivtre og limtre diagonaler
- Vegger og dekker i betong

Modell 5

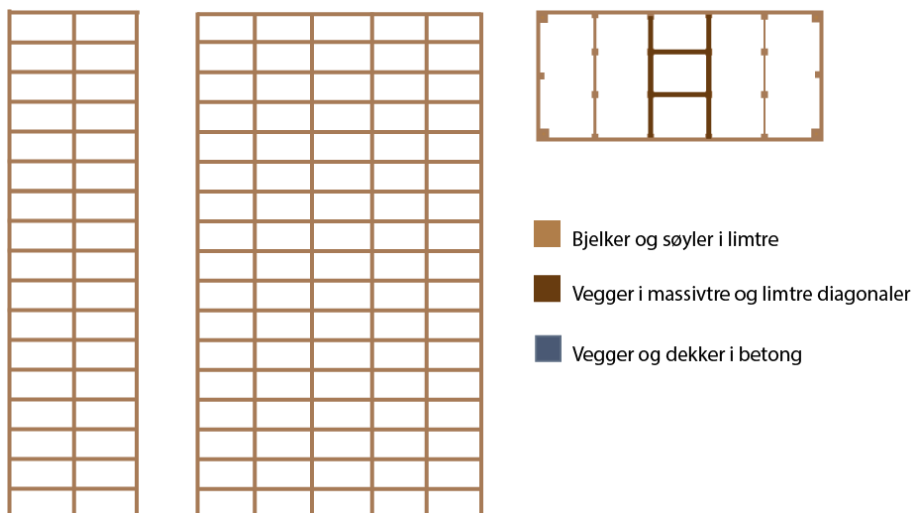


- Bjelker og søyler i limtre
- Vegger i massivtre og limtre diagonaler
- Vegger og dekker i betong

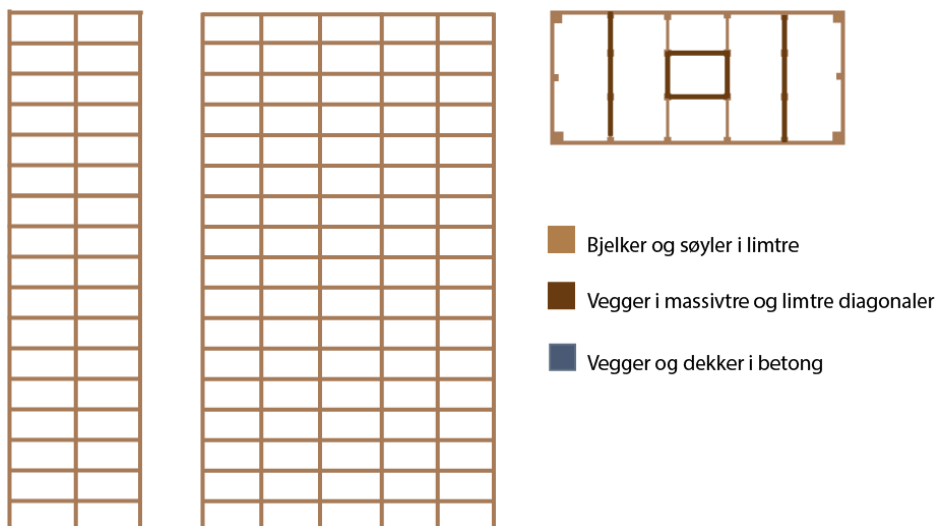
Modell 6



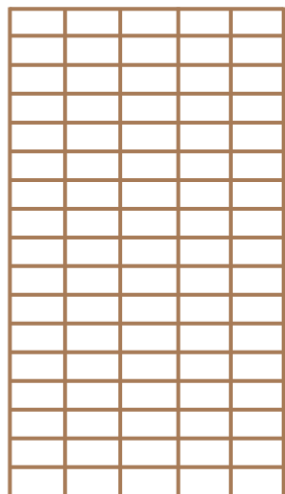
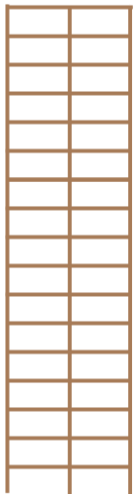
Modell 7



Modell 8

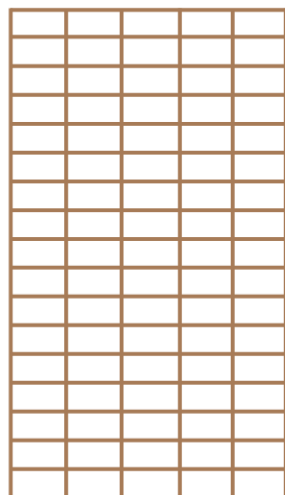
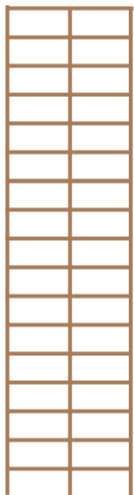


Modell 9



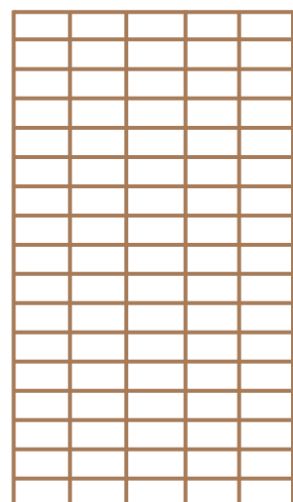
- Bjelker og søyler i limtre
- Vegger i massivtre og limtre diagonaler
- Vegger og dekker i betong

Modell 10



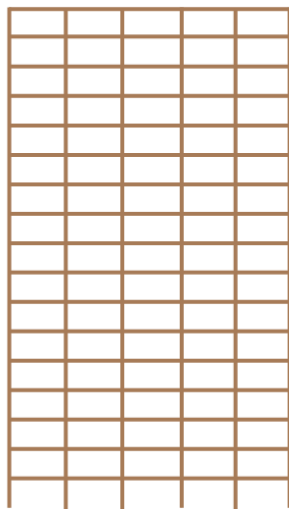
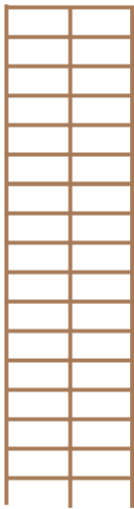
- Bjelker og søyler i limtre
- Vegger i massivtre og limtre diagonaler
- Vegger og dekker i betong

Modell 11



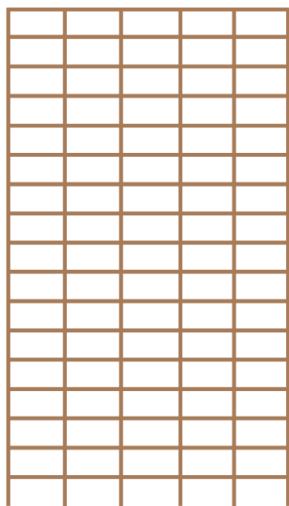
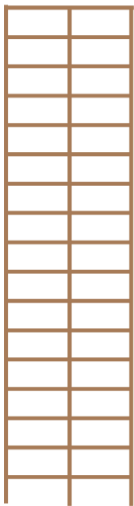
- Bjelker og søyler i limtre
- Vegger i massivtre og limtre diagonaler
- Vegger og dekker i betong

Modell 12



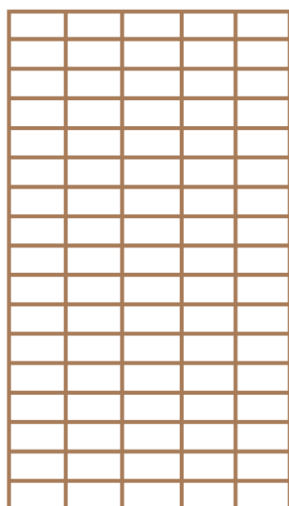
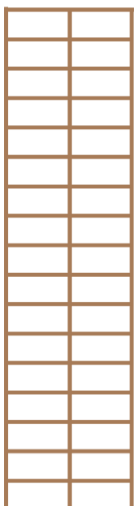
- Bjelker og søyler i limtre
- Vegger i massivtre og limtre diagonaler
- Vegger og dekker i betong

Modell 13



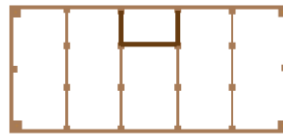
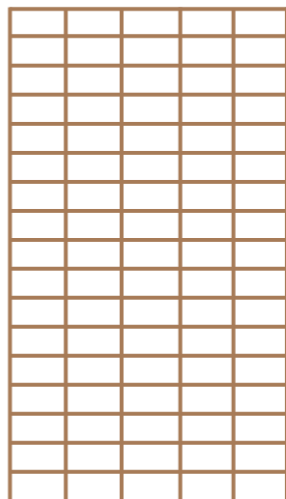
- Bjelker og søyler i limtre
- Vegger i massivtre og limtre diagonaler
- Vegger og dekker i betong

Modell 14



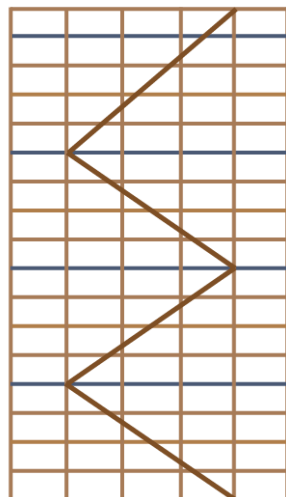
- Bjelker og søyler i limtre
- Vegger i massivtre og limtre diagonaler
- Vegger og dekker i betong

Modell 15



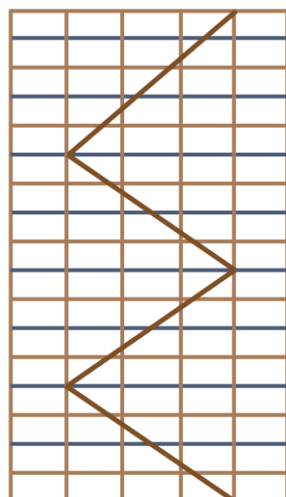
- Bjelker og søyler i limtre
- Vegger i massivtre og limtre diagonaler
- Vegger og dekker i betong

Modell 16



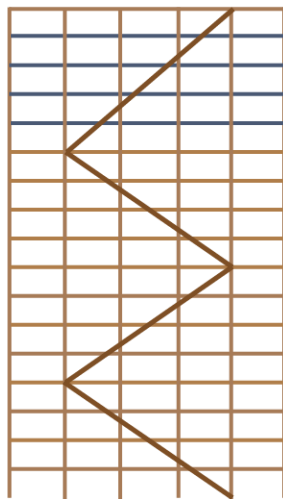
- Bjelker og søyler i limtre
- Vegger i massivtre og limtre diagonaler
- Vegger og dekker i betong

Modell 17



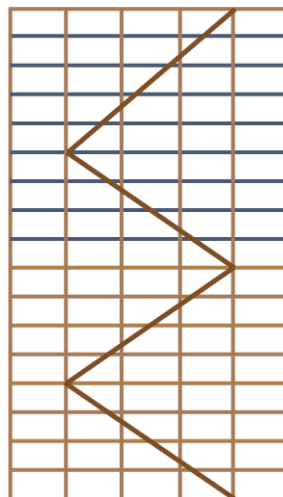
- Bjelker og søyler i limtre
- Vegger i massivtre og limtre diagonaler
- Vegger og dekker i betong

Modell 18



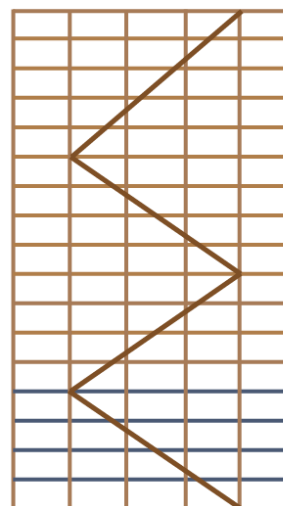
- Bjelker og søyler i limtre
- Vegger i massivtre og limtre diagonaler
- Vegger og dekker i betong

Modell 19



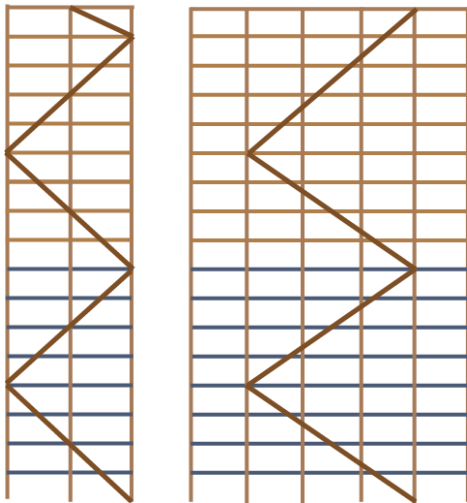
- Bjelker og søyler i limtre
- Vegger i massivtre og limtre diagonaler
- Vegger og dekker i betong

Modell 20



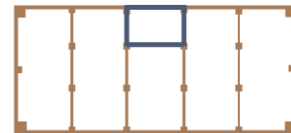
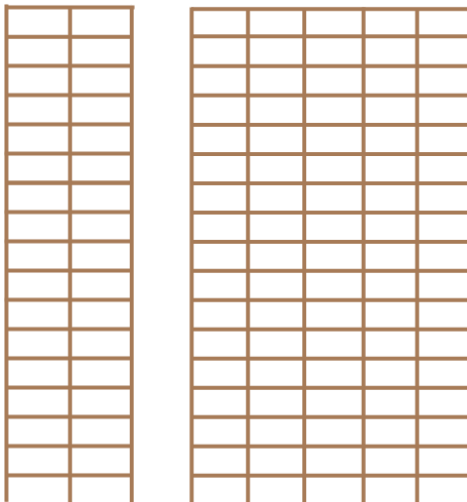
- Bjelker og søyler i limtre
- Vegger i massivtre og limtre diagonaler
- Vegger og dekker i betong

Modell 21



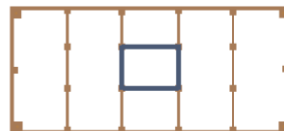
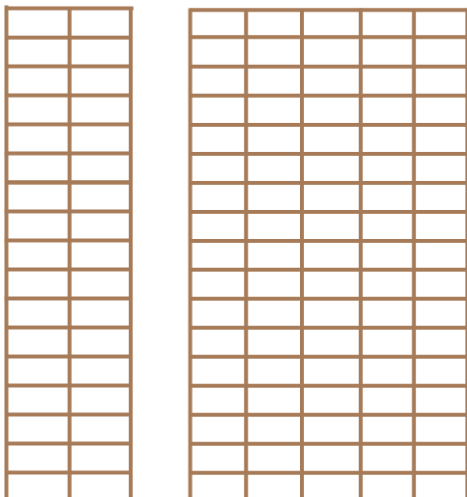
- Bjelker og søyler i limtre
- Vegger i massivtre og limtre diagonaler
- Vegger og dekker i betong

Modell 22



- Bjelker og søyler i limtre
- Vegger i massivtre og limtre diagonaler
- Vegger og dekker i betong

Modell 23



- Bjelker og søyler i limtre
- Vegger i massivtre og limtre diagonaler
- Vegger og dekker i betong

Vedlegg C

Utskrift av resultater fra Sofistik. Resultater for egenfrekvens for de ti første modene til alle modellen. For grunnmodellen er hele rapporten vist. For modell 2-23 er kun resultatene for egenfrekvens vist. Tilslutt er beregning av total masse vist for alle modeller. Det er da delt opp i egenlast, påsatt egenlast og nyttelast.

Eigenfrekvensrapport for grunnmodellen (full rapport) – modell 1

Dr. techn. Olav Olsen * Vollsveien 17A * 1368 Lysaker SOFISTIK2016-5 DYNA - Dynamic of Structures (V15.04)	Page 1 2016-11-09
---	----------------------

Mjøstårnet 1

Calculation Of Eigenvalues

System- and Control Information

Control Information

QUAD-elements with higher non conforming modes 3

QUAD-elements with all rotational degrees of freedom

Number of unknowns 166211

unknowns per node 6

Number eigenvalues 10

Groups

Grp	Option	CS	Factor	Rayleigh-A [1/sec]	Rayleigh-B [sec]	ξ [o/o]	Wind
0	EXTR		1.000	0.000000	0.000000	0.00	0
100	EXTR		1.000	0.000000	0.000000	0.00	0
210	EXTR		1.000	0.000000	0.000000	0.00	0
300	EXTR		1.000	0.000000	0.000000	0.00	0
310	EXTR		1.000	0.000000	0.000000	0.00	0
320	EXTR		1.000	0.000000	0.000000	0.00	0
330	EXTR		1.000	0.000000	0.000000	0.00	0
340	EXTR		1.000	0.000000	0.000000	0.00	0
370	EXTR		1.000	0.000000	0.000000	0.00	0
380	EXTR		1.000	0.000000	0.000000	0.00	0

CS	construction stage
Factor	Factor on stiffness
Rayleigh-A	mass proportional damping ratio
Rayleigh-B	stiffness proportional damping ratio
ξ	nodal damping ratio
Wind	options for dynamic wind loading

Beam Elements

Finite beam elements without intermediate sections

Shear deformations accounted for with nonconforming SOFISTIK-Timoshenko beam

SOFISTIK AG - www.sofistik.ch

Sum of masses and mass moments of inertia

Node	TM			RM			RMB [tm2]
	X[t]	Y[t]	Z[t]	X[tm2]	Y[tm2]	Z[tm2]	
total ¹	2523.464	2523.464	2523.464	1.542E+01	1.703E+01	2.908E+01	-
	S[m] ²			RM(S) ²			
	18.600	8.151	34.777	9.816E+05	-3.53E+00	-7.89E-03	
				-3.53E+00	1.232E+06	-7.14E+02	
				-7.89E-03	-7.14E+02	3.630E+05	
activ ¹	2520.643	2520.643	2520.643	1.542E+01	1.703E+01	2.908E+01	-
	S[m] ²			RM(S) ²			
	18.600	8.151	34.816	9.780E+05	-3.44E+00	-4.79E-01	
				-3.44E+00	1.228E+06	-7.00E+02	
				-4.79E-01	-7.00E+02	3.624E+05	

¹ sum of the total and the active nodal masses
² coordinates of the center of gravity
³ 3x3 rotational mass matrix at the center of gravity
TM translational masses in X-, Y- and Z-direction
RM rotational masses about X-, Y- and Z-axis
RMB warping mass

Processing

Parameter of System of Equations

Number of unknowns 166211 (Direct sparse Gauss-Solver)
Total entries 2179022
Total entries after fill in 15404305
Mass matrix 517335 (consistent), incl. rotational masses

Dr. techn. Olav Olsen * Vollsvæien 17A * 1386 Lysaker
SOFSTIK2018-5 DYNA - Dynamic of Structures (V 15.04)

Page 2
2018-11-09

Mjøstårnet 1

Calculation Of Eigenvalues

Control Information

Using Lanczos Method
Iteration vectors 20

Eigenvalues

No.	LC	λ [rad2/sec2]	error [-]	ω [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	ξ [o/o]	Meff		
								X[o/o]	Y[o/o]	Z[o/o]
1	9001	1.6365E+00	0.00E+00	1.279	0.204	4.912	0.000	4.2	0.0	0.0
2	9002	4.2784E+00	0.00E+00	2.068	0.329	3.038	0.000	0.0	73.5	0.0
3	9003	5.4115E+00	0.00E+00	2.326	0.370	2.701	0.000	74.1	0.0	0.0
4	9004	1.6208E+01	0.00E+00	4.026	0.641	1.561	0.000	0.4	0.0	0.0
5	9005	4.9459E+01	5.35E-15	7.033	1.119	0.893	0.000	0.0	16.6	0.0
6	9006	5.2546E+01	4.86E-14	7.249	1.154	0.867	0.000	6.1	0.0	0.0
7	9007	5.5549E+01	5.66E-14	7.453	1.186	0.843	0.000	6.8	0.0	0.0
8	9008	1.1514E+02	5.71E-10	10.730	1.708	0.586	0.000	0.1	0.0	0.0
9	9009	1.8854E+02	2.08E-06	13.731	2.185	0.458	0.000	3.4	0.0	0.0
10	9010	1.8993E+02	2.06E-06	13.781	2.193	0.456	0.000	0.0	4.6	0.0
11		4.0074E+02	1.45E-03	20.019	3.186	0.314		Z(Meff) ¹		
12		4.2216E+02	2.54E-03	20.547	3.270	0.306		95.1	94.6	0.0
13		5.9988E+02	3.14E-02	24.492	3.898	0.257				
14		8.4333E+02	1.00E-01	29.040	4.622	0.216				
15		1.1673E+03	1.66E-01	34.166	5.438	0.184				
16		1.3031E+03	3.52E-01	36.099	5.745	0.174				
17		2.5059E+03	5.76E-01	50.059	7.967	0.126				
18		5.0193E+03	6.03E-01	70.847	11.276	0.089				
19		1.4534E+04	1.06E+00	120.558	19.187	0.052				
20		4.0406E+05	4.84E+00	635.661	101.169	0.010				

¹ total effective mass in X-, Y- and Z-direction.
no. eigenmode number f eigenfrequency
LC load case T eigenperiod
 λ eigenvalue E modal damping ratio
error relative eigenvalue error Meff effective nodal mass in X-, Y- and Z-direction
 ω circular eigenfrequency

SOFSTIK AS - www.sofistik.no

Resultater for egenfrekvens modell 2

Eigenvalues

No.	LC	λ [rad2/sec2]	error [-]	ω [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	ξ [o/o]	Meff		
								X[o/o]	Y[o/o]	Z[o/o]
1	9001	2.2172E+01	0.00E+00	4.709	0.749	1.334	0.000	75.2	0.0	0.0
2	9002	3.3434E+01	0.00E+00	5.782	0.920	1.087	0.000	0.0	70.8	0.0
3	9003	7.6766E+01	0.00E+00	8.762	1.394	0.717	0.000	0.0	0.0	0.0
4	9004	2.0687E+02	0.00E+00	14.383	2.289	0.437	0.000	15.2	0.0	0.0
5	9005	3.5974E+02	7.78E-13	18.967	3.019	0.331	0.000	0.0	18.7	0.1
6	9006	6.1944E+02	1.28E-07	24.889	3.961	0.252	0.000	3.9	0.0	0.1
7	9007	7.9302E+02	6.16E-04	28.161	4.482	0.223	0.000	0.0	0.0	0.0
8	9008	9.1554E+02	6.04E-04	30.258	4.816	0.208	0.000	0.0	2.7	1.9
9	9009	1.0192E+03	2.13E-02	31.925	5.081	0.197	0.000	0.0	0.0	0.6
10	9010	1.1213E+03	8.32E-03	33.486	5.329	0.188	0.000	0.0	0.7	15.6
11		1.3548E+03	1.28E-02	36.807	5.858	0.171	Σ(Meff) ¹			94.3 93.0 18.3
12		1.5487E+03	4.69E-02	39.354	6.263	0.160				
13		1.9661E+03	1.68E-01	44.340	7.057	0.142				
14		2.4555E+03	3.72E-01	49.553	7.887	0.127				
15		3.4689E+03	1.95E-01	58.898	9.374	0.107				
16		5.1630E+03	3.64E-01	71.854	11.436	0.087				
17		8.2773E+03	4.43E-01	90.980	14.480	0.069				
18		1.7342E+04	7.71E-01	131.690	20.959	0.048				
19		6.7627E+04	1.67E+00	260.052	41.389	0.024				
20		8.4803E+05	4.96E+00	920.885	146.563	0.007				

¹ total effective mass in X-, Y- and Z-direction.

No.	eigenmode number	f	eigenfrequency
LC	load case	T	eigenperiod
λ	eigenvalue	ξ	nodal damping ratio
error	relative eigenvalue error	Meff	effective nodal mass in X-, Y- and Z-direction
ω	circular eigenfrequency		

Resultater for egenfrekvens modell 3

No.	LC	λ [rad2/sec2]	error [-]	ω [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	ξ [o/o]	Meff		
								X[o/o]	Y[o/o]	Z[o/o]
1	9001	2.1897E+01	0.00E+00	4.679	0.745	1.343	0.000	75.2	0.0	0.0
2	9002	4.1207E+01	0.00E+00	6.419	1.022	0.979	0.000	0.0	67.0	0.0
3	9003	9.3365E+01	0.00E+00	9.663	1.538	0.650	0.000	0.0	0.0	0.0
4	9004	2.0427E+02	0.00E+00	14.292	2.275	0.440	0.000	15.2	0.0	0.0
5	9005	5.5894E+02	5.78E-11	23.642	3.763	0.266	0.000	0.0	21.4	0.0
6	9006	6.1381E+02	9.92E-10	24.775	3.943	0.254	0.000	3.9	0.0	0.1
7	9007	1.1041E+03	1.07E-04	33.228	5.288	0.189	0.000	0.4	0.0	3.2
8	9008	1.2608E+03	2.23E-02	35.507	5.651	0.177	0.000	2.2	0.0	2.1
9	9009	1.3441E+03	1.82E-03	36.662	5.835	0.171	0.000	0.5	0.0	61.4
10	9010	1.4910E+03	1.38E-02	38.613	6.145	0.163	0.000	0.0	5.3	0.2
11		1.9145E+03	2.15E-01	43.755	6.964	0.144	Σ(Meff) ¹			97.4 93.6 67.0
12		2.0806E+03	2.38E-01	45.613	7.260	0.138				
13		2.4698E+03	2.74E-01	49.698	7.910	0.126				
14		3.4164E+03	1.75E-01	58.450	9.303	0.107				
15		4.5940E+03	3.30E-01	67.779	10.787	0.093				
16		6.8070E+03	4.64E-01	82.505	13.131	0.076				
17		1.0240E+04	6.97E-01	101.193	16.105	0.062				
18		2.0566E+04	8.23E-01	143.410	22.824	0.044				
19		8.7919E+04	1.55E+00	296.511	47.191	0.021				
20		1.0508E+06	4.90E+00	1025.097	163.149	0.006				

¹ total effective mass in X-, Y- and Z-direction.

No.	eigenmode number	f	eigenfrequency
LC	load case	T	eigenperiod
λ	eigenvalue	ξ	nodal damping ratio
error	relative eigenvalue error	Meff	effective nodal mass in X-, Y- and Z-direction
ω	circular eigenfrequency		

Resultater for egenfrekvens modell 4

Eigenvalues

No.	LC	λ [rad ² /sec ²]	error [-]	ω [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	ξ [o/o]	Meff				
								X[o/o]	Y[o/o]	Z[o/o]		
1	9001	2.1188E+01	0.00E+00	4.603	0.733	1.365	0.000	75.3	0.0	0.0		
2	9002	4.5811E+01	0.00E+00	6.768	1.077	0.928	0.000	0.0	65.5	0.0		
3	9003	9.9742E+01	0.00E+00	9.987	1.589	0.629	0.000	0.0	0.0	0.0		
4	9004	1.9791E+02	0.00E+00	14.068	2.239	0.447	0.000	15.1	0.0	0.0		
5	9005	5.9642E+02	8.51E-11	24.422	3.887	0.257	0.000	3.9	0.0	0.1		
6	9006	7.7270E+02	6.95E-09	27.798	4.424	0.226	0.000	0.0	21.5	0.0		
7	9007	1.0835E+03	9.25E-05	32.917	5.239	0.191	0.000	0.5	0.0	2.5		
8	9008	1.2283E+03	9.17E-04	35.047	5.578	0.179	0.000	2.8	0.0	1.8		
9	9009	1.3485E+03	3.69E-04	36.721	5.844	0.171	0.000	0.4	0.0	61.7		
10	9010	1.6074E+03	5.00E-02	40.092	6.381	0.157	0.000	0.0	0.0	0.1		
11		2.0106E+03	4.56E-02	44.839	7.136	0.140	Σ(Meff) ¹			98.0	87.0	66.2
12		2.2608E+03	2.12E-01	47.548	7.567	0.132						
13		2.6940E+03	2.33E-01	51.904	8.261	0.121						
14		3.5101E+03	1.41E-01	59.246	9.429	0.106						
15		4.8419E+03	2.42E-01	69.584	11.075	0.090						
16		7.2266E+03	2.77E-01	85.010	13.530	0.074						
17		1.1645E+04	5.90E-01	107.913	17.175	0.058						
18		2.2590E+04	8.84E-01	150.298	23.921	0.042						
19		8.7499E+04	1.29E+00	295.802	47.078	0.021						
20		1.2284E+06	5.10E+00	1108.328	176.396	0.006						

¹ total effective mass in x-, y- and z-direction.

no.	eigenmode number	f	eigenfrequency
LC	load case	T	eigenperiod
λ	eigenvalue	ξ	modal damping ratio
error	relative eigenvalue error	meff	effective nodal mass in x-, y- and z-direction
ω	circular eigenfrequency		

Resultater for egenfrekvens modell 5

Eigenvalues

No.	LC	λ [rad ² /sec ²]	error [-]	ω [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	ξ [o/o]	Meff				
								X[o/o]	Y[o/o]	Z[o/o]		
1	9001	2.2990E+00	0.00E+00	1.516	0.241	4.144	0.000	20.0	0.0	0.0		
2	9002	4.5498E+00	0.00E+00	2.133	0.339	2.946	0.000	0.0	74.4	0.0		
3	9003	8.6102E+00	0.00E+00	2.934	0.467	2.141	0.000	54.7	0.0	0.0		
4	9004	2.2199E+01	0.00E+00	4.712	0.750	1.334	0.000	3.6	0.0	0.0		
5	9005	5.2990E+01	0.00E+00	7.279	1.159	0.863	0.000	0.0	16.1	0.0		
6	9006	6.7398E+01	2.14E-14	8.210	1.307	0.765	0.000	0.2	0.0	0.0		
7	9007	9.5507E+01	3.11E-13	9.773	1.555	0.643	0.000	13.4	0.0	0.0		
8	9008	1.3820E+02	4.14E-10	11.756	1.871	0.534	0.000	0.1	0.0	0.0		
9	9009	1.9837E+02	5.74E-09	14.084	2.242	0.446	0.000	0.0	4.2	0.0		
10	9010	3.5148E+02	9.59E-06	18.748	2.984	0.335	0.000	3.3	0.0	0.0		
11		4.2986E+02	1.90E-04	20.733	3.300	0.303	Σ(Meff) ¹			95.3	94.7	0.0
12		6.0228E+02	1.39E-02	24.541	3.906	0.256						
13		7.2557E+02	2.32E-02	26.936	4.287	0.233						
14		9.3799E+02	1.05E-01	30.627	4.874	0.205						
15		1.1955E+03	3.56E-02	34.576	5.503	0.182						
16		1.6650E+03	1.78E-01	40.804	6.494	0.154						
17		3.3748E+03	3.41E-01	58.093	9.246	0.108						
18		6.2475E+03	5.65E-01	79.041	12.580	0.079						
19		1.7790E+04	9.75E-01	133.379	21.228	0.047						
20		4.5057E+05	3.91E+00	671.245	106.832	0.009						

¹ total effective mass in x-, y- and z-direction.

no.	eigenmode number	f	eigenfrequency
LC	load case	T	eigenperiod
λ	eigenvalue	ξ	modal damping ratio
error	relative eigenvalue error	meff	effective nodal mass in x-, y- and z-direction
ω	circular eigenfrequency		

Resultater for egenfrekvens modell 6

Eigenvalues

No.	LC	λ [rad ² /sec ²]	error [-]	ω [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	ξ [o/o]	Meff		
								X[o/o]	Y[o/o]	Z[o/o]
1	9001	3.1196E+00	0.00E+00	1.766	0.281	3.557	0.000	0.0	0.0	0.0
2	9002	6.7771E+00	0.00E+00	2.603	0.414	2.414	0.000	0.0	75.3	0.0
3	9003	7.9988E+00	0.00E+00	2.828	0.450	2.222	0.000	75.2	0.0	0.0
4	9004	2.9643E+01	0.00E+00	5.445	0.867	1.154	0.000	0.0	0.0	0.0
5	9005	7.2128E+01	0.00E+00	8.493	1.352	0.740	0.000	0.0	15.6	0.0
6	9006	8.5505E+01	6.24E-14	9.247	1.472	0.679	0.000	15.7	0.0	0.0
7	9007	8.8902E+01	3.05E-11	9.429	1.501	0.666	0.000	0.0	0.0	0.0
8	9008	1.8017E+02	1.05E-08	13.423	2.136	0.468	0.000	0.0	0.0	0.0
9	9009	2.6025E+02	4.51E-08	16.132	2.568	0.389	0.000	0.0	4.0	0.0
10	9010	3.1193E+02	3.48E-07	17.662	2.811	0.356	0.000	4.0	0.0	0.0
11		5.4596E+02	1.71E-04	23.366	3.719	0.269	Σ(Meff) ¹ 95.0 94.9 0.0			
12		6.6372E+02	1.02E-03	25.763	4.100	0.244				
13		1.0601E+03	1.77E-01	32.560	5.182	0.193				
14		1.2073E+03	4.92E-02	34.746	5.530	0.181				
15		1.5155E+03	4.21E-01	38.929	6.196	0.161				
16		2.0413E+03	2.73E-01	45.180	7.191	0.139				
17		3.5941E+03	3.39E-01	59.951	9.541	0.105				
18		7.8448E+03	6.29E-01	88.571	14.097	0.071				
19		2.0635E+04	1.14E+00	143.648	22.862	0.044				
20		4.6802E+05	4.03E+00	684.116	108.880	0.009				

¹ total effective mass in X-, Y- and Z-direction.

No.	eigenmode number	f	eigenfrequency
LC	load case	T	eigenperiod
λ	eigenvalue	ξ	nodal damping ratio
error	relative eigenvalue error	meff	effective nodal mass in X-, Y- and Z-direction
ω	circular eigenfrequency		

Resultater for egenfrekvens modell 7

Eigenvalues

No.	LC	λ [rad ² /sec ²]	error [-]	ω [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	ξ [o/o]	Meff		
								X[o/o]	Y[o/o]	Z[o/o]
1	9001	3.9481E+00	0.00E+00	1.987	0.316	3.162	0.000	0.0	0.0	0.0
2	9002	9.2236E+00	0.00E+00	3.037	0.483	2.069	0.000	76.8	0.0	0.0
3	9003	1.5815E+01	0.00E+00	3.977	0.633	1.580	0.000	0.0	74.3	0.0
4	9004	3.7508E+01	0.00E+00	6.124	0.975	1.026	0.000	0.0	0.0	0.0
5	9005	9.3104E+01	0.00E+00	9.649	1.536	0.651	0.000	14.4	0.0	0.0
6	9006	1.1602E+02	7.28E-13	10.771	1.714	0.583	0.000	0.0	0.0	0.0
7	9007	1.6673E+02	2.50E-12	12.912	2.055	0.487	0.000	0.0	16.6	0.0
8	9008	2.3695E+02	2.74E-08	15.393	2.450	0.408	0.000	0.0	0.0	0.0
9	9009	3.2453E+02	3.14E-08	18.015	2.867	0.349	0.000	3.8	0.0	0.0
10	9010	5.8320E+02	7.79E-05	24.150	3.844	0.260	0.000	0.0	4.0	0.0
11		6.7776E+02	1.02E-03	26.034	4.143	0.241	Σ(Meff) ¹ 95.0 94.9 0.0			
12		8.2034E+02	8.54E-02	28.642	4.558	0.219				
13		1.1561E+03	7.85E-02	34.002	5.412	0.185				
14		1.2231E+03	2.87E-02	34.972	5.566	0.180				
15		2.0176E+03	1.67E-01	44.917	7.149	0.140				
16		2.7198E+03	3.19E-01	52.152	8.300	0.120				
17		4.3900E+03	3.31E-01	66.257	10.545	0.095				
18		9.6060E+03	4.87E-01	98.010	15.599	0.064				
19		2.6358E+04	1.14E+00	162.352	25.839	0.039				
20		5.0456E+05	3.43E+00	710.327	113.052	0.009				

¹ total effective mass in X-, Y- and Z-direction.

No.	eigenmode number	f	eigenfrequency
LC	load case	T	eigenperiod
λ	eigenvalue	ξ	nodal damping ratio
error	relative eigenvalue error	meff	effective nodal mass in X-, Y- and Z-direction
ω	circular eigenfrequency		

Resultater for egenfrekvens modell 8

Eigenvalues

No.	LC	λ [rad ² /sec ²]	error [-]	ω [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	ξ [o/o]	Meff				
								X[o/o]	Y[o/o]	Z[o/o]		
1	9001	8.4205E+00	0.00E+00	2.902	0.462	2.165	0.000	75.9	0.0	0.0		
2	9002	1.5214E+01	0.00E+00	3.901	0.621	1.611	0.000	0.0	0.0	0.0		
3	9003	2.0473E+01	0.00E+00	4.525	0.720	1.389	0.000	0.0	73.7	0.0		
4	9004	8.7962E+01	0.00E+00	9.379	1.493	0.670	0.000	15.1	0.0	0.0		
5	9005	1.5502E+02	0.00E+00	12.451	1.982	0.505	0.000	0.0	0.0	0.0		
6	9006	2.2247E+02	9.98E-14	14.915	2.374	0.421	0.000	0.0	16.9	0.0		
7	9007	3.1492E+02	4.13E-11	17.746	2.824	0.354	0.000	4.0	0.0	0.0		
8	9008	5.3896E+02	1.71E-06	23.215	3.695	0.271	0.000	0.0	0.0	0.0		
9	9009	6.6879E+02	9.58E-06	25.861	4.116	0.243	0.000	1.6	0.0	0.0		
10	9010	8.2165E+02	7.15E-05	28.664	4.562	0.219	0.000	0.0	4.2	0.0		
11		1.0943E+03	5.33E-02	33.080	5.265	0.190	Σ(Meff) ²			96.5	94.8	0.0
12		1.2820E+03	1.50E-02	35.804	5.698	0.175						
13		1.6657E+03	9.52E-03	40.813	6.496	0.154						
14		2.1898E+03	6.63E-02	46.795	7.448	0.134						
15		2.7208E+03	3.34E-01	52.161	8.302	0.120						
16		4.0693E+03	2.96E-01	63.791	10.153	0.098						
17		7.5837E+03	3.20E-01	87.084	13.860	0.072						
18		1.4245E+04	7.02E-01	119.354	18.996	0.053						
19		4.5336E+04	1.39E+00	212.922	33.888	0.030						
20		6.4869E+05	4.06E+00	805.412	128.185	0.008						

² total effective mass in x-, y- and z-direction.

no.	eigenmode number	f	eigenfrequency
LC	load case	T	eigenperiod
λ	eigenvalue	ξ	nodal damping ratio
error	relative eigenvalue error	Meff	effective nodal mass in x-, y- and z-direction
ω	circular eigenfrequency		

Resultater for egenfrekvens modell 9

Eigenvalues

No.	LC	λ [rad ² /sec ²]	error [-]	ω [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	ξ [o/o]	Meff				
								X[o/o]	Y[o/o]	Z[o/o]		
1	9001	8.1961E+00	0.00E+00	2.863	0.456	2.195	0.000	75.5	0.0	0.0		
2	9002	2.5453E+01	0.00E+00	5.045	0.803	1.245	0.000	0.0	76.4	0.0		
3	9003	4.4315E+01	0.00E+00	6.657	1.059	0.944	0.000	0.0	0.0	0.0		
4	9004	8.6520E+01	0.00E+00	9.302	1.480	0.675	0.000	15.4	0.0	0.0		
5	9005	2.5182E+02	9.79E-15	15.869	2.526	0.396	0.000	0.0	14.8	0.0		
6	9006	3.1268E+02	1.06E-12	17.683	2.814	0.355	0.000	4.0	0.0	0.0		
7	9007	4.2847E+02	2.19E-09	20.699	3.294	0.304	0.000	0.0	0.0	0.0		
8	9008	6.6508E+02	1.31E-07	25.789	4.104	0.244	0.000	1.6	0.0	0.0		
9	9009	8.3362E+02	2.11E-06	28.872	4.595	0.218	0.000	0.0	3.8	0.0		
10	9010	1.2748E+03	1.90E-03	35.704	5.683	0.176	0.000	1.1	0.0	0.0		
11		1.5032E+03	6.48E-03	38.771	6.171	0.162	Σ(Meff) ²			97.7	95.0	0.0
12		1.5970E+03	6.84E-02	39.963	6.360	0.157						
13		1.8514E+03	8.76E-02	43.028	6.848	0.146						
14		2.5838E+03	8.96E-02	50.831	8.090	0.124						
15		3.7730E+03	2.08E-01	61.425	9.776	0.102						
16		5.0409E+03	2.76E-01	71.000	11.300	0.088						
17		7.6330E+03	4.63E-01	87.367	13.905	0.072						
18		1.3480E+04	6.97E-01	116.101	18.478	0.054						
19		6.1776E+04	9.86E-01	248.548	39.558	0.025						
20		1.6396E+05	4.70E+00	1280.486	203.796	0.005						

² total effective mass in x-, y- and z-direction.

no.	eigenmode number	f	eigenfrequency
LC	load case	T	eigenperiod
λ	eigenvalue	ξ	nodal damping ratio
error	relative eigenvalue error	Meff	effective nodal mass in x-, y- and z-direction
ω	circular eigenfrequency		

Resultater for egenfrekvens modell 9-180

Eigenvalues

No.	LC	λ [rad ² /sec ²]	error [-]	ω [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	ξ [o/o]	Meff			
								X[o/o]	Y[o/o]	Z[o/o]	
1	9001	9.3862E+00	0.00E+00	3.064	0.488	2.051	0.000	74.7	0.0	0.0	
2	9002	2.9477E+01	0.00E+00	5.429	0.864	1.157	0.000	0.0	75.4	0.0	
3	9003	5.1630E+01	0.00E+00	7.185	1.144	0.874	0.000	0.0	0.0	0.0	
4	9004	1.0188E+02	0.00E+00	10.094	1.606	0.622	0.000	16.0	0.0	0.0	
5	9005	2.9861E+02	1.43E-14	17.280	2.750	0.364	0.000	0.0	15.5	0.0	
6	9006	3.7366E+02	1.82E-12	19.330	3.077	0.325	0.000	4.2	0.0	0.0	
7	9007	5.0923E+02	3.81E-09	22.566	3.592	0.278	0.000	0.0	0.0	0.0	
8	9008	7.9674E+02	2.64E-07	28.227	4.492	0.223	0.000	1.7	0.0	0.0	
9	9009	9.9870E+02	4.85E-06	31.602	5.030	0.199	0.000	0.0	3.9	0.0	
10	9010	1.4883E+03	6.27E-03	38.578	6.140	0.163	0.000	1.1	0.0	0.0	
11		1.5848E+03	2.16E-03	39.809	6.336	0.158		I(Meff) ²	97.6	94.8	0.0
12		1.9116E+03	3.81E-02	43.722	6.959	0.144					
13		2.2280E+03	1.05E-01	47.202	7.512	0.133					
14		2.9966E+03	1.50E-01	54.741	8.712	0.115					
15		4.1674E+03	2.27E-01	64.555	10.274	0.097					
16		5.5451E+03	2.62E-01	74.466	11.852	0.084					
17		8.6690E+03	4.17E-01	93.108	14.819	0.067					
18		1.6305E+04	8.03E-01	127.691	20.323	0.049					
19		7.0899E+04	1.05E+00	266.269	42.378	0.024					
20		1.7013E+06	4.61E+00	1304.321	207.589	0.005					

² total effective mass in x-, y- and z-direction.

no.	eigenmode number	f	eigenfrequency
LC	load case	T	eigenperiod
λ	eigenvalue	ξ	nodal damping ratio
error	relative eigenvalue error	Meff	effective modal mass in x-, y- and z-direction
ω	circular eigenfrequency		

Resultater for egenfrekvens modell 9-220

Eigenvalues

No.	LC	λ [rad ² /sec ²]	error [-]	ω [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	ξ [o/o]	Meff			
								X[o/o]	Y[o/o]	Z[o/o]	
1	9001	1.0391E+01	0.00E+00	3.223	0.513	1.949	0.000	74.0	0.0	0.0	
2	9002	3.2917E+01	0.00E+00	5.737	0.913	1.095	0.000	0.0	74.7	0.0	
3	9003	5.7856E+01	0.00E+00	7.606	1.211	0.826	0.000	0.0	0.0	0.0	
4	9004	1.1560E+02	0.00E+00	10.752	1.711	0.584	0.000	16.4	0.0	0.0	
5	9005	3.4061E+02	2.07E-14	18.456	2.937	0.340	0.000	0.0	16.1	0.0	
6	9006	4.2902E+02	3.02E-12	20.713	3.297	0.303	0.000	4.3	0.0	0.0	
7	9007	5.8134E+02	6.17E-09	24.111	3.837	0.261	0.000	0.0	0.0	0.0	
8	9008	9.1653E+02	5.01E-07	30.274	4.818	0.208	0.000	1.8	0.0	0.0	
9	9009	1.1469E+03	1.01E-05	33.865	5.390	0.186	0.000	0.0	4.0	0.0	
10	9010	1.6545E+03	2.83E-03	40.675	6.474	0.154	0.000	0.0	0.0	62.7	
11		1.6911E+03	3.52E-02	41.123	6.545	0.153		I(Meff) ²	96.5	94.7	62.7
12		2.1587E+03	3.81E-02	46.462	7.395	0.135					
13		2.5141E+03	1.02E-01	50.141	7.980	0.125					
14		3.4655E+03	2.02E-01	58.868	9.369	0.107					
15		4.6315E+03	2.83E-01	68.055	10.831	0.092					
16		6.0579E+03	3.25E-01	77.833	12.387	0.081					
17		9.5619E+03	4.45E-01	97.785	15.563	0.064					
18		2.0097E+04	1.03E+00	141.763	22.562	0.044					
19		7.7854E+04	1.34E+00	279.024	44.408	0.023					
20		1.7475E+06	5.35E+00	1321.924	210.391	0.005					

² total effective mass in x-, y- and z-direction.

no.	eigenmode number	f	eigenfrequency
LC	load case	T	eigenperiod
λ	eigenvalue	ξ	nodal damping ratio
error	relative eigenvalue error	Meff	effective modal mass in x-, y- and z-direction
ω	circular eigenfrequency		

Resultater for egenfrekvens modell 10

Eigenvalues

No.	LC	λ [rad ² /sec ²]	error [-]	ω [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	ξ [o/o]	Meff		
								X[o/o]	Y[o/o]	Z[o/o]
1	9001	9.3778E+00	0.00E+00	3.062	0.487	2.052	0.000	0.0	0.0	0.0
2	9002	1.2084E+01	0.00E+00	3.476	0.553	1.807	0.000	0.0	73.9	0.0
3	9003	1.5019E+01	0.00E+00	3.875	0.617	1.621	0.000	74.3	0.0	0.0
4	9004	9.1392E+01	0.00E+00	9.560	1.522	0.657	0.000	0.0	0.0	0.0
5	9005	1.3362E+02	0.00E+00	11.559	1.840	0.544	0.000	0.0	16.6	0.0
6	9006	1.6311E+02	0.00E+00	12.771	2.033	0.492	0.000	16.3	0.0	0.0
7	9007	3.0315E+02	6.49E-10	17.411	2.771	0.361	0.000	0.0	0.0	0.0
8	9008	4.9613E+02	1.58E-07	22.274	3.545	0.282	0.000	0.0	4.2	0.0
9	9009	5.9825E+02	7.04E-06	24.459	3.893	0.257	0.000	4.2	0.0	0.0
10	9010	6.3551E+02	3.09E-04	25.209	4.012	0.249	0.000	0.0	0.0	0.0
11		1.0501E+03	9.49E-04	32.405	5.157	0.194		Z(Meff) ¹ 94.8 94.7 0.0		
12		1.2597E+03	5.83E-03	35.492	5.649	0.177				
13		1.6409E+03	6.59E-03	40.508	6.447	0.155				
14		2.2271E+03	1.16E-01	47.192	7.511	0.133				
15		2.5984E+03	3.05E-01	50.974	8.113	0.123				
16		3.7794E+03	2.29E-01	61.477	9.784	0.102				
17		6.6678E+03	2.70E-01	81.657	12.996	0.077				
18		1.4038E+04	5.75E-01	118.480	18.857	0.053				
19		4.2495E+04	1.05E+00	206.143	32.809	0.030				
20		6.6616E+05	3.52E+00	816.184	129.900	0.008				

¹ Total effective mass in X-, Y- and Z-direction.

No.	eigenmode number	f	eigenfrequency
LC	load case	T	eigenperiod
λ	eigenvalue	ξ	nodal damping ratio
error	relative eigenvalue error	Meff	effective nodal mass in X-, Y- and Z-direction
ω	circular eigenfrequency		

Resultater for egenfrekvens modell 11

Eigenvalues

No.	LC	λ [rad ² /sec ²]	error [-]	ω [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	ξ [o/o]	Meff		
								X[o/o]	Y[o/o]	Z[o/o]
1	9001	2.7015E+01	0.00E+00	5.198	0.827	1.209	0.000	0.0	78.0	0.0
2	9002	6.0988E+01	0.00E+00	7.810	1.243	0.805	0.000	80.0	0.0	0.0
3	9003	7.7808E+01	0.00E+00	8.821	1.404	0.712	0.000	0.0	0.0	0.0
4	9004	2.5514E+02	0.00E+00	15.973	2.542	0.393	0.000	0.0	13.0	0.0
5	9005	5.5400E+02	1.46E-12	23.537	3.746	0.267	0.000	11.3	0.0	0.0
6	9006	6.7949E+02	2.07E-08	26.067	4.149	0.241	0.000	0.0	0.0	0.0
7	9007	8.0817E+02	2.11E-09	28.428	4.524	0.221	0.000	0.0	3.6	0.0
8	9008	1.5674E+03	6.79E-04	39.591	6.301	0.159	0.000	0.0	1.6	0.0
9	9009	1.6588E+03	2.05E-03	40.729	6.482	0.154	0.000	3.4	0.0	0.0
10	9010	1.8736E+03	1.82E-03	43.286	6.889	0.145	0.000	0.0	0.0	56.2
11		2.0132E+03	3.60E-02	44.868	7.141	0.140		Z(Meff) ¹ 94.7 96.3 56.2		
12		2.5768E+03	3.02E-02	50.762	8.079	0.124				
13		3.2814E+03	6.31E-02	57.283	9.117	0.110				
14		4.4773E+03	3.24E-01	66.913	10.650	0.094				
15		5.4876E+03	1.85E-01	74.079	11.790	0.085				
16		7.5503E+03	3.03E-01	86.892	13.829	0.072				
17		1.2604E+04	4.13E-01	112.267	17.868	0.056				
18		2.9341E+04	7.77E-01	171.292	27.262	0.037				
19		9.0770E+04	1.01E+00	301.280	47.950	0.021				
20		1.9954E+06	4.03E+00	1412.584	224.820	0.004				

¹ Total effective mass in X-, Y- and Z-direction.

No.	eigenmode number	f	eigenfrequency
LC	load case	T	eigenperiod
λ	eigenvalue	ξ	nodal damping ratio
error	relative eigenvalue error	Meff	effective nodal mass in X-, Y- and Z-direction
ω	circular eigenfrequency		

Resultater for egenfrekvens modell 12

Eigenvalues

No.	LC	λ [rad2/sec2]	error [-]	ω [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	ξ [o/o]	Meff		
								X[o/o]	Y[o/o]	Z[o/o]
1	9001	8.0289E+00	0.00E+00	2.834	0.451	2.217	0.000	0.0	0.0	0.0
2	9002	8.2651E+00	0.00E+00	2.875	0.458	2.186	0.000	75.6	0.0	0.0
3	9003	1.1948E+01	0.00E+00	3.457	0.550	1.818	0.000	0.0	72.6	0.0
4	9004	8.6898E+01	0.00E+00	9.322	1.484	0.674	0.000	0.5	0.0	0.0
5	9005	8.7068E+01	0.00E+00	9.331	1.485	0.673	0.000	14.8	0.0	0.0
6	9006	1.4026E+02	0.00E+00	11.843	1.885	0.531	0.000	0.0	17.1	0.0
7	9007	3.1386E+02	2.83E-08	17.716	2.820	0.355	0.000	4.0	0.0	0.0
8	9008	3.1732E+02	1.18E-06	17.814	2.835	0.353	0.000	0.0	0.0	0.0
9	9009	5.4025E+02	4.34E-06	23.243	3.699	0.270	0.000	0.0	4.8	0.0
10	9010	6.6721E+02	3.00E-04	25.830	4.111	0.243	0.000	1.6	0.0	0.0
11		7.0733E+02	8.67E-03	26.596	4.233	0.236	I(Meff) ¹			
12		1.1953E+03	3.28E-02	34.574	5.503	0.182		96.5	94.5	0.0
13		1.3400E+03	1.53E-01	36.606	5.826	0.172				
14		1.5058E+03	3.03E-02	38.804	6.176	0.162				
15		2.1305E+03	5.30E-02	46.158	7.346	0.136				
16		3.5043E+03	1.70E-01	59.197	9.422	0.106				
17		6.4173E+03	3.68E-01	80.108	12.750	0.078				
18		1.1540E+04	6.26E-01	107.424	17.097	0.058				
19		3.5632E+04	1.26E+00	188.764	30.043	0.033				
20		5.6245E+05	3.71E+00	749.967	119.361	0.008				

¹ total effective mass in X-, Y- and Z-direction.

No.	eigenmode number	f	eigenfrequency
LC	load case	T	eigenperiod
λ	eigenvalue	ξ	modal damping ratio
error	relative eigenvalue error	Meff	effective modal mass in X-, Y- and Z-direction
ω	circular eigenfrequency		

Resultater for egenfrekvens modell 13

Eigenvalues

No.	LC	λ [rad2/sec2]	error [-]	ω [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	ξ [o/o]	Meff		
								X[o/o]	Y[o/o]	Z[o/o]
1	9001	1.8706E+01	0.00E+00	4.325	0.688	1.453	0.000	73.4	0.0	0.0
2	9002	2.6972E+01	0.00E+00	5.193	0.827	1.210	0.000	0.0	77.5	0.0
3	9003	5.6250E+01	0.00E+00	7.500	1.194	0.838	0.000	0.0	0.0	0.0
4	9004	2.1045E+02	0.00E+00	14.507	2.309	0.433	0.000	16.9	0.0	0.0
5	9005	2.5673E+02	0.00E+00	16.023	2.550	0.392	0.000	0.0	13.7	0.0
6	9006	5.1107E+02	2.66E-10	22.607	3.598	0.278	0.000	0.0	0.0	0.0
7	9007	7.8370E+02	7.12E-08	27.995	4.455	0.224	0.000	4.4	0.0	0.0
8	9008	8.2269E+02	1.56E-07	28.682	4.565	0.219	0.000	0.0	3.7	0.0
9	9009	1.5909E+03	1.34E-02	39.886	6.348	0.158	0.000	0.0	1.6	0.0
10	9010	1.6712E+03	5.13E-02	40.880	6.506	0.154	0.000	1.5	0.0	0.4
11		1.7265E+03	1.09E-02	41.551	6.613	0.151	I(Meff) ¹			
12		2.1836E+03	2.76E-01	46.729	7.437	0.134		96.2	96.6	0.4
13		2.6646E+03	9.93E-02	51.620	8.216	0.122				
14		3.4313E+03	2.85E-01	58.577	9.323	0.107				
15		4.5571E+03	2.27E-01	67.507	10.744	0.093				
16		6.1244E+03	3.12E-01	78.258	12.455	0.080				
17		9.8367E+03	4.53E-01	99.180	15.785	0.063				
18		2.2022E+04	1.01E+00	148.399	23.618	0.042				
19		7.7983E+04	1.22E+00	279.255	44.445	0.022				
20		1.8864E+06	5.08E+00	1373.447	218.591	0.005				

¹ total effective mass in X-, Y- and Z-direction.

No.	eigenmode number	f	eigenfrequency
LC	load case	T	eigenperiod
λ	eigenvalue	ξ	modal damping ratio
error	relative eigenvalue error	Meff	effective modal mass in X-, Y- and Z-direction
ω	circular eigenfrequency		

Resultater for egenfrekvens modell 15

Eigenvalues

No.	LC	λ [rad2/sec2]	error [-]	ω [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	ξ [o/o]	Meff		
								X[o/o]	Y[o/o]	Z[o/o]
1	9001	5.7728E+00	0.00E+00	2.403	0.382	2.615	0.000	25.8	0.0	0.0
2	9002	7.7387E+00	0.00E+00	2.782	0.443	2.259	0.000	53.9	0.0	0.0
3	9003	8.6312E+00	0.00E+00	2.938	0.468	2.139	0.000	0.0	77.4	0.0
4	9004	5.6473E+01	0.00E+00	7.515	1.196	0.836	0.000	4.1	0.0	0.0
5	9005	7.6105E+01	0.00E+00	8.724	1.388	0.720	0.000	8.1	0.0	0.0
6	9006	8.7577E+01	0.00E+00	9.358	1.489	0.671	0.000	0.0	14.0	0.0
7	9007	1.9122E+02	3.31E-10	13.828	2.201	0.454	0.000	1.2	0.0	0.0
8	9008	2.5760E+02	3.85E-08	16.050	2.554	0.391	0.000	2.4	0.0	0.0
9	9009	3.0818E+02	3.30E-07	17.555	2.794	0.358	0.000	0.0	4.1	0.0
10	9010	4.4613E+02	5.23E-05	21.122	3.362	0.297	0.000	0.8	0.0	0.0
11		5.8585E+02	1.39E-03	24.204	3.852	0.260	Z(Meff) ¹ 96.4 95.6 0.0			
12		6.8391E+02	5.58E-03	26.152	4.162	0.240				
13		8.7018E+02	3.27E-02	29.499	4.695	0.213				
14		1.2490E+03	1.42E-01	35.341	5.625	0.178				
15		1.3634E+03	4.89E-02	36.924	5.877	0.170				
16		2.2101E+03	2.40E-01	47.012	7.482	0.134				
17		4.3480E+03	3.11E-01	65.940	10.495	0.095				
18		7.8852E+03	4.41E-01	88.798	14.133	0.071				
19		2.4971E+04	1.08E+00	158.022	25.150	0.040				
20		5.3770E+05	3.55E+00	733.279	116.705	0.009				

¹ total effective mass in X-, Y- and Z-direction.

No.	eigenmode number	f	eigenfrequency
LC	load case	T	eigenperiod
λ	eigenvalue	ξ	nodal damping ratio
error	relative eigenvalue error	Meff	effective nodal mass in X-, Y- and Z-direction
ω	circular eigenfrequency		

Resultater for egenfrekvens modell 16

Eigenvalues

No.	LC	λ [rad2/sec2]	error [-]	ω [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	ξ [o/o]	Meff		
								X[o/o]	Y[o/o]	Z[o/o]
1	9001	1.5093E+01	0.00E+00	3.885	0.618	1.617	0.000	78.4	0.0	0.0
2	9002	2.1828E+01	0.00E+00	4.672	0.744	1.345	0.000	0.0	73.4	0.0
3	9003	5.2377E+01	0.00E+00	7.237	1.152	0.868	0.000	0.0	0.0	0.0
4	9004	1.4083E+02	0.00E+00	11.867	1.889	0.529	0.000	14.2	0.0	0.0
5	9005	2.5433E+02	1.62E-13	15.948	2.538	0.394	0.000	0.0	18.6	0.1
6	9006	4.3791E+02	1.66E-08	20.926	3.331	0.300	0.000	3.5	0.0	0.2
7	9007	5.7438E+02	2.70E-05	23.966	3.814	0.262	0.000	0.0	0.0	0.0
8	9008	7.8914E+02	1.70E-02	28.092	4.471	0.224	0.000	0.0	3.4	1.5
9	9009	8.0590E+02	2.10E-02	28.388	4.518	0.221	0.000	0.5	0.1	25.0
10	9010	8.9315E+02	2.55E-02	29.886	4.756	0.210	0.000	0.2	0.0	33.9
11		9.4910E+02	4.01E-02	30.807	4.903	0.204	Z(Meff) ¹ 96.8 95.6 60.6			
12		1.1778E+03	1.29E-01	34.320	5.462	0.183				
13		1.4244E+03	9.75E-02	37.741	6.007	0.166				
14		1.7991E+03	1.63E-01	42.416	6.751	0.148				
15		2.9329E+03	2.13E-01	54.157	8.619	0.116				
16		3.8534E+03	2.90E-01	62.076	9.880	0.101				
17		6.0782E+03	4.37E-01	77.963	12.408	0.081				
18		1.0670E+04	6.66E-01	103.298	16.440	0.061				
19		4.3232E+04	1.59E+00	207.924	33.092	0.030				
20		1.2475E+06	6.55E+00	1116.895	177.759	0.006				

¹ total effective mass in X-, Y- and Z-direction.

No.	eigenmode number	f	eigenfrequency
LC	load case	T	eigenperiod
λ	eigenvalue	ξ	nodal damping ratio
error	relative eigenvalue error	Meff	effective nodal mass in X-, Y- and Z-direction
ω	circular eigenfrequency		

Resultater for egenfrekvens modell 17

Eigenvalues

No.	LC	λ [rad ² /sec ²]	error [-]	ω [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	ξ [o/o]	Meff		
								X[o/o]	Y[o/o]	Z[o/o]
1	9001	1.2741E+01	0.00E+00	3.570	0.568	1.760	0.000	78.2	0.0	0.0
2	9002	1.7999E+01	0.00E+00	4.243	0.675	1.481	0.000	0.0	72.6	0.0
3	9003	4.3636E+01	0.00E+00	6.606	1.051	0.951	0.000	0.1	0.0	0.0
4	9004	1.1506E+02	0.00E+00	10.727	1.707	0.586	0.000	13.8	0.0	0.0
5	9005	2.0263E+02	2.52E-13	14.235	2.266	0.441	0.000	0.0	18.3	0.1
6	9006	3.3859E+02	1.70E-08	18.401	2.929	0.341	0.000	3.7	0.0	0.2
7	9007	4.5253E+02	7.07E-05	21.273	3.386	0.295	0.000	0.0	0.0	0.0
8	9008	5.5369E+02	1.88E-04	23.531	3.745	0.267	0.000	0.0	1.9	4.6
9	9009	6.4475E+02	1.42E-02	25.392	4.041	0.247	0.000	1.5	0.1	6.4
10	9010	7.1104E+02	7.88E-03	26.665	4.244	0.236	0.000	0.5	0.9	48.2
11		8.1346E+02	3.75E-02	28.521	4.539	0.220	$\Sigma(Meff)^2$	97.7	93.8	59.6
12		9.5018E+02	2.34E-01	30.825	4.906	0.204				
13		1.0622E+03	2.57E-01	32.591	5.187	0.193				
14		1.3157E+03	1.39E-01	36.273	5.773	0.173				
15		2.0622E+03	3.17E-01	45.412	7.228	0.138				
16		3.0856E+03	2.47E-01	55.548	8.841	0.113				
17		4.7978E+03	4.57E-01	69.266	11.024	0.091				
18		9.3501E+03	4.78E-01	96.696	15.390	0.065				
19		2.6775E+04	1.62E+00	163.631	26.043	0.038				
20		1.3085E+06	7.57E+00	1143.917	182.060	0.005				

¹ total effective mass in X-, Y- and Z-direction.

No. eigenmode number f eigenfrequency
 LC load case T eigenperiod
 λ eigenvalue ξ modal damping ratio
 error relative eigenvalue error Meff effective nodal mass in X-, Y- and Z-direction
 ω circular eigenfrequency

Resultater for egenfrekvens modell 18

Eigenvalues

No.	LC	λ [rad ² /sec ²]	error [-]	ω [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	ξ [o/o]	Meff		
								X[o/o]	Y[o/o]	Z[o/o]
1	9001	1.1695E+01	0.00E+00	3.420	0.544	1.837	0.000	82.0	0.0	0.0
2	9002	1.6458E+01	0.00E+00	4.057	0.646	1.549	0.000	0.0	78.7	0.0
3	9003	4.0172E+01	0.00E+00	6.338	1.009	0.991	0.000	0.0	0.0	0.0
4	9004	1.8573E+02	0.00E+00	13.628	2.169	0.461	0.000	11.2	0.0	0.0
5	9005	3.1963E+02	7.61E-11	17.878	2.845	0.351	0.000	0.0	13.8	0.3
6	9006	5.3377E+02	1.08E-05	23.104	3.677	0.272	0.000	2.1	0.0	0.1
7	9007	6.5108E+02	3.25E-03	25.516	4.061	0.246	0.000	0.4	0.0	2.8
8	9008	6.9007E+02	2.13E-03	26.269	4.181	0.239	0.000	0.0	0.0	32.1
9	9009	7.4472E+02	2.80E-02	27.290	4.343	0.230	0.000	0.3	0.0	3.2
10	9010	7.6197E+02	1.67E-02	27.604	4.393	0.228	0.000	0.0	0.5	32.5
11		8.8755E+02	9.31E-03	29.792	4.741	0.211	$\Sigma(Meff)^2$	96.0	93.1	71.1
12		1.1735E+03	1.55E-02	34.257	5.452	0.183				
13		1.4841E+03	5.25E-02	38.523	6.131	0.163				
14		1.8699E+03	8.24E-02	43.242	6.882	0.145				
15		2.8253E+03	2.40E-01	53.153	8.460	0.118				
16		3.8878E+03	3.71E-01	62.352	9.924	0.101				
17		6.3019E+03	3.68E-01	79.384	12.634	0.079				
18		1.1122E+04	5.95E-01	105.460	16.785	0.060				
19		5.4498E+04	1.31E+00	233.449	37.155	0.027				
20		1.3057E+06	5.92E+00	1142.665	181.861	0.005				

¹ total effective mass in X-, Y- and Z-direction.

No. eigenmode number f eigenfrequency
 LC load case T eigenperiod
 λ eigenvalue ξ modal damping ratio
 error relative eigenvalue error Meff effective nodal mass in X-, Y- and Z-direction
 ω circular eigenfrequency

Resultater for egenfrekvens modell 19

Eigenvalues

No.	LC	λ [rad ² /sec ²]	error [-]	ω [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	ξ [o/o]	Meff		
								X[o/o]	Y[o/o]	Z[o/o]
1	9001	9.8456E+00	0.00E+00	3.138	0.499	2.002	0.000	87.3	0.0	0.0
2	9002	1.3736E+01	0.00E+00	3.706	0.590	1.695	0.000	0.0	83.6	0.0
3	9003	3.4097E+01	0.00E+00	5.839	0.929	1.076	0.000	0.1	0.0	0.0
4	9004	1.3666E+02	0.00E+00	11.690	1.861	0.537	0.000	5.7	0.0	0.0
5	9005	2.1424E+02	1.33E-12	14.637	2.330	0.429	0.000	0.0	8.3	0.7
6	9006	4.1898E+02	3.91E-04	20.469	3.258	0.307	0.000	1.3	0.0	0.0
7	9007	4.3928E+02	2.45E-05	20.959	3.336	0.300	0.000	2.4	0.0	0.5
8	9008	5.6835E+02	4.56E-04	23.840	3.794	0.264	0.000	0.0	0.5	60.3
9	9009	6.1333E+02	7.67E-03	24.765	3.942	0.254	0.000	0.1	0.1	9.3
10	9010	6.4259E+02	1.14E-02	25.349	4.034	0.248	0.000	0.0	2.6	9.2
11		7.8224E+02	2.92E-02	27.969	4.451	0.225				
12		1.0118E+03	1.96E-01	31.809	5.063	0.198				
13		1.0687E+03	2.99E-01	32.691	5.203	0.192				
14		1.5122E+03	1.95E-01	38.887	6.189	0.162				
15		1.9068E+03	3.46E-01	43.667	6.950	0.144				
16		2.8652E+03	2.96E-01	53.528	8.519	0.117				
17		4.8315E+03	4.55E-01	69.509	11.063	0.090				
18		8.7965E+03	6.39E-01	93.789	14.927	0.067				
19		3.8148E+04	1.59E+00	195.315	31.085	0.032				
20		1.3606E+06	7.83E+00	1166.428	185.643	0.005				
							Z(Meff) ¹	96.8	95.1	80.0

¹ total effective mass in x-, y- and z-direction.

no.	eigenmode number	f	eigenfrequency
LC	load case	T	eigenperiod
λ	eigenvalue	ξ	nodal damping ratio
error	relative eigenvalue error	meff	effective nodal mass in x-, y- and z-direction
ω	circular eigenfrequency		

Resultater for egenfrekvens modell 20

Eigenvalues

No.	LC	λ [rad ² /sec ²]	error [-]	ω [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	ξ [o/o]	Meff		
								X[o/o]	Y[o/o]	Z[o/o]
1	9001	2.2818E+01	0.00E+00	4.777	0.760	1.315	0.000	61.0	0.0	0.0
2	9002	3.3598E+01	0.00E+00	5.796	0.923	1.084	0.000	0.0	55.4	0.0
3	9003	7.6791E+01	0.00E+00	8.763	1.395	0.717	0.000	0.0	0.0	0.0
4	9004	1.5706E+02	0.00E+00	12.532	1.995	0.501	0.000	28.7	0.0	0.0
5	9005	2.8059E+02	2.28E-13	16.751	2.666	0.375	0.000	0.0	33.5	0.1
6	9006	4.3314E+02	1.41E-09	20.812	3.312	0.302	0.000	5.4	0.0	0.1
7	9007	6.1443E+02	2.07E-04	24.788	3.945	0.253	0.000	0.0	0.0	0.0
8	9008	7.0126E+02	2.51E-05	26.481	4.215	0.237	0.000	0.0	6.9	0.1
9	9009	8.4542E+02	5.79E-04	29.076	4.628	0.216	0.000	2.3	0.0	0.0
10	9010	9.9390E+02	1.06E-02	31.526	5.018	0.199	0.000	0.0	0.5	11.2
11		1.1823E+03	2.52E-02	34.384	5.472	0.183				
12		1.3110E+03	3.18E-02	36.208	5.763	0.174				
13		1.6602E+03	2.01E-01	40.746	6.485	0.154				
14		2.0935E+03	3.28E-01	45.754	7.282	0.137				
15		3.1076E+03	2.63E-01	55.746	8.872	0.113				
16		4.0957E+03	2.93E-01	63.998	10.186	0.098				
17		6.3951E+03	4.11E-01	79.970	12.728	0.079				
18		1.1455E+04	7.37E-01	107.027	17.034	0.059				
19		4.6397E+04	1.61E+00	215.399	34.282	0.029				
20		1.2526E+06	6.64E+00	1119.200	178.126	0.006				
							Z(Meff) ¹	97.5	96.4	11.5

¹ total effective mass in x-, y- and z-direction.

no.	eigenmode number	f	eigenfrequency
LC	load case	T	eigenperiod
λ	eigenvalue	ξ	nodal damping ratio
error	relative eigenvalue error	meff	effective nodal mass in x-, y- and z-direction
ω	circular eigenfrequency		

Resultater for egenfrekvens modell 21

Eigenvalues

No.	LC	λ [rad ² /sec ²]	error [-]	ω [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	ξ [o/o]	Meff		
								X[o/o]	Y[o/o]	Z[o/o]
1	9001	2.0421E+01	0.00E+00	4.519	0.719	1.390	0.000	71.9	0.0	0.0
2	9002	2.9875E+01	0.00E+00	5.466	0.870	1.150	0.000	0.0	64.0	0.0
3	9003	6.8481E+01	0.00E+00	8.275	1.317	0.759	0.000	0.0	0.0	0.0
4	9004	1.0901E+02	0.00E+00	10.441	1.662	0.602	0.000	17.3	0.0	0.0
5	9005	1.8483E+02	8.28E-15	13.595	2.164	0.462	0.000	0.0	23.7	0.0
6	9006	3.8987E+02	1.07E-07	19.745	3.143	0.318	0.000	6.3	0.0	0.2
7	9007	4.1141E+02	6.93E-06	20.283	3.228	0.310	0.000	0.0	0.0	0.0
8	9008	6.2118E+02	1.07E-02	24.924	3.967	0.252	0.000	1.9	1.2	0.3
9	9009	6.3819E+02	2.22E-03	25.262	4.021	0.249	0.000	0.3	7.9	1.5
10	9010	7.5684E+02	4.11E-03	27.511	4.378	0.228	0.000	0.0	0.3	6.5
11		9.6866E+02	1.84E-01	31.123	4.953	0.202		I(Meff) ¹ 97.7 97.1 8.6		
12		1.0058E+03	8.24E-02	31.714	5.047	0.198				
13		1.1561E+03	1.22E-01	34.002	5.412	0.185				
14		1.6287E+03	1.22E-01	40.358	6.423	0.156				
15		2.2801E+03	2.80E-01	47.751	7.600	0.132				
16		3.3335E+03	2.19E-01	57.737	9.189	0.109				
17		4.9052E+03	4.59E-01	70.037	11.147	0.090				
18		8.7268E+03	5.49E-01	93.417	14.868	0.067				
19		3.4384E+04	1.46E+00	185.429	29.512	0.034				
20		1.3855E+06	7.00E+00	1177.086	187.339	0.005				

¹ total effective mass in X-, Y- and Z-direction.

No.	eigenmode number	f	eigenfrequency
LC	load case	T	eigenperiod
λ	eigenvalue	ξ	nodal damping ratio
error	relative eigenvalue error	meff	effective nodal mass in X-, Y- and Z-direction
ω	circular eigenfrequency		

Resultater for egenfrekvens modell 22

Eigenvalues

No.	LC	λ [rad ² /sec ²]	error [-]	ω [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	ξ [o/o]	Meff		
								X[o/o]	Y[o/o]	Z[o/o]
1	9001	9.6420E+00	0.00E+00	3.105	0.494	2.023	0.000	0.0	65.8	0.0
2	9002	1.5626E+01	0.00E+00	3.953	0.629	1.589	0.000	61.2	0.0	0.0
3	9003	3.8770E+01	0.00E+00	6.227	0.991	1.009	0.000	3.3	0.0	0.0
4	9004	2.1246E+02	0.00E+00	14.576	2.320	0.431	0.000	8.2	0.0	0.0
5	9005	2.2983E+02	0.00E+00	15.160	2.413	0.414	0.000	0.0	19.2	0.0
6	9006	4.4495E+02	2.17E-10	21.094	3.357	0.298	0.000	1.7	0.0	0.0
7	9007	5.9098E+02	1.44E-08	24.310	3.869	0.258	0.000	12.2	0.0	0.0
8	9008	7.3759E+02	6.44E-06	27.159	4.322	0.231	0.000	0.0	0.0	0.0
9	9009	1.1308E+03	1.21E-03	33.628	5.352	0.187	0.000	0.0	6.6	0.1
10	9010	1.2097E+03	1.89E-03	34.781	5.536	0.181	0.000	0.0	0.0	50.0
11		1.3389E+03	4.97E-02	36.591	5.824	0.172		I(Meff) ¹ 86.6 91.5 50.1		
12		1.6266E+03	1.98E-02	40.331	6.419	0.156				
13		2.2667E+03	1.10E-01	47.610	7.577	0.132				
14		2.6136E+03	2.11E-01	51.123	8.137	0.123				
15		3.5481E+03	2.38E-01	59.566	9.480	0.105				
16		5.0398E+03	2.36E-01	70.992	11.299	0.089				
17		8.6400E+03	3.44E-01	92.952	14.794	0.068				
18		1.7652E+04	6.31E-01	132.859	21.145	0.047				
19		6.4759E+04	1.59E+00	254.478	40.501	0.025				
20		8.9640E+05	4.79E+00	946.783	150.685	0.007				

¹ total effective mass in X-, Y- and Z-direction.

No.	eigenmode number	f	eigenfrequency
LC	load case	T	eigenperiod
λ	eigenvalue	ξ	nodal damping ratio
error	relative eigenvalue error	meff	effective nodal mass in X-, Y- and Z-direction
ω	circular eigenfrequency		

Resultater for egenfrekvens modell 23

Eigenvalues

No.	LC	λ [rad ² /sec ²]	error [-]	ω [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	ξ [o/o]	Meff		
								X[o/o]	Y[o/o]	Z[o/o]
1	9001	1.6708E+01	0.00E+00	4.088	0.651	1.537	0.000	0.0	64.7	0.0
2	9002	2.0899E+01	0.00E+00	4.572	0.728	1.374	0.000	64.4	0.0	0.0
3	9003	5.1849E+01	0.00E+00	7.201	1.146	0.873	0.000	0.0	0.0	0.0
4	9004	3.7533E+02	3.04E-13	19.373	3.083	0.324	0.000	0.0	20.0	0.0
5	9005	3.9651E+02	7.85E-11	19.913	3.169	0.316	0.000	0.0	0.0	0.0
6	9006	4.9631E+02	1.44E-11	22.278	3.546	0.282	0.000	20.2	0.0	0.0
7	9007	8.5410E+02	2.87E-06	29.225	4.651	0.215	0.000	0.0	0.0	0.0
8	9008	1.2337E+03	9.25E-04	35.124	5.590	0.179	0.000	0.0	0.0	43.1
9	9009	1.2445E+03	1.25E-02	35.278	5.615	0.178	0.000	0.0	0.0	0.2
10	9010	1.5877E+03	3.59E-01	39.846	6.342	0.158	0.000	0.1	0.1	0.0
11		1.6518E+03	1.87E-02	40.642	6.468	0.155	Z(Meff) ¹			
12		2.3147E+03	6.41E-02	48.111	7.657	0.131		84.7	84.8	43.3
13		2.6051E+03	1.58E-01	51.040	8.123	0.123				
14		3.3972E+03	2.28E-01	58.285	9.276	0.108				
15		4.2750E+03	3.62E-01	65.384	10.406	0.096				
16		6.5348E+03	3.11E-01	80.838	12.866	0.078				
17		1.0083E+04	4.44E-01	100.416	15.982	0.063				
18		2.0669E+04	6.16E-01	143.766	22.881	0.044				
19		7.7632E+04	1.35E+00	278.626	44.345	0.023				
20		1.0412E+06	4.36E+00	1020.383	162.399	0.006				

¹ Total effective mass in X-, Y- and Z-direction.

No.	eigenmode number	f	eigenfrequency
LC	load case	T	eigenperiod
λ	eigenvalue	ξ	nodal damping ratio
error	relative eigenvalue error	Meff	effective nodal mass in X-, Y- and Z-direction
ω	circular eigenfrequency		

Tabell over totale masse til de ulike modellene

Modell	Egenlast	Påført egenlast	Nyttelast	30% av nyttelast	Total masse
1	16330	3562	17808	5342,4	25234,4
2	17001	3562	17808	5342,4	25905,4
3	17483	3562	17808	5342,4	26387,4
4	18448	3562	17808	5342,4	27352,4
5	16562	3562	17808	5342,4	25466,4
6	16478	3501	17505	5251,5	25230,5
7	16927	3501	17505	5251,5	25679,5
8	17210	3501	17505	5251,5	25962,5
9	17210	3501	17505	5251,5	25962,5
10	16398	3207	16037	4811,1	24416,1
11	19527	3501	17505	5251,5	28279,5
12	16927	3501	17505	5251,5	25679,5
13	18136	3501	17505	5251,5	26888,5
14	23730	3501	17505	5251,5	32482,5
15	16330	3562	17808	5342,4	25234,4
16	30074	3562	17808	5342,4	38978,4
17	43148	3562	17808	5342,4	52052,4
18	30074	3562	17808	5342,4	38978,4
19	43148	3562	17808	5342,4	52052,4
20	30074	3562	17808	5342,4	38978,4
21	43148	3562	17808	5342,4	52052,4
22	21178	3562	17808	5342,4	30082,4
23	21573	3501	17505	5251,5	30325,5
9-180	17849	3501	17505	5251,5	26601,5
9-220	18488	3501	17505	5251,5	27240,5

Vedlegg D

I tabell 3.2 er parameterne som trengs for å regne ut akselerasjonen etter NS-EN 1991-1-4 listet opp. Resultater for parameterne som vil variere i modellen er listet opp i tabellene nedenfor. Hvor nummert i øverste rad er modellnummer, og x eller y vil si hvilken av verdiene A_x og A_y som skal benyttes for den gitte frekvensen (n). Det er noen parametere mer enn hva som er med i tabell 3.2, dette er underparametere til noen av parameterne listet opp.

Resultater modell 1-4

	1 - x	1 - y	2 - x	2 - y	3 - x	3 - y	4 - x	4 - y
n	0,37	0,329	0,749	0,92	0,745	1,022	0,733	1,077
m_e	42895	42895	45063	45063	45901	45901	47579	47579
fL z	2,668	2,373	5,401	6,634	5,372	7,370	5,286	7,767
fL zs	2,264	2,013	4,583	5,630	4,559	6,254	4,485	6,590
SL z	0,069	0,074	0,045	0,039	0,045	0,037	0,045	0,035
SL zs	0,077	0,082	0,050	0,044	0,050	0,041	0,050	0,039
η_h	4,682	4,163	9,478	11,64	9,428	12,93	9,276	13,62
η_y	2,627	2,336	5,318	2	5,290	3	5,205	9
η_x	1,179	1,049	2,387	6,532	2,375	7,257	2,336	7,647
				2,933		3,258		3,433
Rh	0,191	0,211	0,100		0,100		0,102	
R y	0,309	0,337	0,170	0,082	0,171	0,074	0,174	0,071
R x	0,522	0,555	0,332	0,141	0,333	0,128	0,337	0,122
				0,283		0,260		0,249
R ² y	0,185	0,241	0,035		0,035		0,037	
R y	0,431	0,491	0,186	0,021	0,188	0,016	0,191	0,014
R ² x	0,314	0,396	0,068	0,144	0,068	0,126	0,071	0,118
R x	0,560	0,629	0,260	0,042	0,262	0,032	0,267	0,028
				0,204		0,180		0,169
σ_y	0,108	0,123	0,044		0,044		0,043	
σ_x	0,047	0,053	0,021	0,034	0,021	0,030	0,020	0,027
				0,016		0,014		0,013
kp y	3,095	3,088	3,088		3,088		3,089	
kp x	3,149	3,135	3,177	3,075	3,177	3,068	3,178	3,064
A y	0,334	0,380	0,137	3,172	0,136	3,167	0,134	3,165
A x	0,149	0,166	0,066	0,106	0,066	0,091	0,064	0,082
				0,052		0,045		0,041

Resultater modell 5-8

	5 - x	5 - y	6 - x	6 - y	7 - x	7 - y	8 - x	8 - y
n	0,467	0,339	0,45	0,414	0,483	0,633	0,462	0,72
m _e	44299	44299	43890	43890	44671	44671	45163	45163
fL z	3,368	2,445	3,245	2,986	3,483	4,565	3,332	5,192
fL zs	2,858	2,074	2,754	2,533	2,956	3,873	2,827	4,406
SL z	0,060	0,073	0,062	0,065	0,059	0,050	0,061	0,046
SL zs	0,067	0,081	0,068	0,072	0,065	0,055	0,067	0,051
ηh	5,910	4,290	5,695	5,239	6,112	8,010	5,847	9,111
η x	3,316	2,407	3,195	2,940	3,430	4,495	3,280	5,112
η y	1,489	1,081	1,434	1,320	1,540	2,018	1,473	2,295
Rh	0,155	0,206	0,160	0,173	0,150	0,117	0,156	0,104
R x	0,256	0,330	0,264	0,282	0,249	0,198	0,258	0,176
R y	0,458	0,547	0,468	0,491	0,448	0,375	0,461	0,342
R ² x	0,109	0,225	0,118	0,144	0,100	0,052	0,111	0,038
R x	0,330	0,475	0,344	0,379	0,317	0,229	0,334	0,196
R ² y	0,194	0,373	0,210	0,250	0,181	0,099	0,198	0,074
R y	0,440	0,611	0,458	0,500	0,425	0,315	0,445	0,272
σ x	0,080	0,115	0,084	0,093	0,076	0,055	0,079	0,047
σ y	0,036	0,050	0,038	0,041	0,034	0,026	0,036	0,022
kp x	3,101	3,091	3,101	3,099	3,101	3,096	3,101	3,090
kp y	3,168	3,139	3,165	3,159	3,170	3,178	3,167	3,178
A x	0,248	0,356	0,261	0,288	0,236	0,171	0,246	0,144
A y	0,114	0,157	0,120	0,130	0,109	0,081	0,113	0,069

Resultater modell 9-12

	9 - x	9 - y	10 - x	10 - y	11 - x	11 - y	12 - x	12 - y
n	0,456	0,803	0,617	0,553	1,243	0,827	0,458	0,55
m _e	45163	45163	42472	42472	49194	49194	44671	44671
fL z	3,288	5,791	4,449	3,988	8,964	5,964	3,303	3,966
fL zs	2,790	4,914	3,775	3,384	7,606	5,060	2,803	3,365
SL z	0,061	0,043	0,051	0,054	0,032	0,042	0,061	0,054
SL zs	0,068	0,047	0,056	0,060	0,036	0,047	0,067	0,060
ηh	5,771	10,16	7,808	6,998	15,73	10,46	5,796	6,960
η y	3,238	2	4,381	3,927	0	5	3,252	3,905
η x	1,454	5,702	1,967	1,763	8,826	5,872	1,460	1,753
		2,560			3,962	2,636		
Rh	0,158		0,120	0,133			0,158	0,133
R y	0,261	0,094	0,202	0,222	0,062	0,091	0,260	0,223
R x	0,464	0,160	0,382	0,411	0,107	0,156	0,463	0,413
		0,315			0,221	0,308		
R ² y	0,115		0,056	0,073			0,114	0,074
R y	0,339	0,029	0,236	0,270	0,010	0,027	0,337	0,271
R ² x	0,204	0,171	0,105	0,135	0,099	0,165	0,202	0,136
R x	0,452	0,057	0,325	0,367	0,020	0,054	0,450	0,369
		0,240			0,142	0,232		
σ y	0,081		0,060	0,068			0,081	0,065
σ x	0,036	0,041	0,028	0,031	0,022	0,036	0,036	0,030
		0,019			0,010	0,017		
kp y	3,101		3,097	3,100			3,101	3,100
kp x	3,166	3,084	3,178	3,175	3,053	3,082	3,167	3,175
A y	0,250	3,176	0,185	0,212	3,157	3,175	0,252	0,203
A x	0,115	0,126	0,088	0,099	0,066	0,111	0,115	0,095
		0,061			0,033	0,054		

Resultater modell 12-16

	13 - x	13 - y	14 - x	14 - y	15 - x	15 - y	16 - x	16 - y
n	0,688	0,827	1,551	0,882	0,443	0,468	0,618	0,744
m _e	46772	46772	56505	56505	42895	42895	68089	68089
fL z	4,961	5,964	11,18	6,360	3,195	3,375	4,457	5,365
fL zs	4,210	5,060	5	5,397	2,711	2,864	3,782	4,553
SL z	0,047	0,042	9,491	0,040	0,062	0,060	0,050	0,045
SL zs	0,052	0,047	0,028	0,045	0,069	0,066	0,056	0,050
ηh	8,706	10,46	0,031	11,16	5,606	5,922	7,821	9,415
η x	4,885	5	19,62	2	3,145	3,323	4,388	5,283
η y	2,193	5,872	8	6,263	1,412	1,492	1,970	2,372
		2,636	11,01	2,811				
			3					
Rh	0,108		4,944		0,162	0,155	0,120	0,101
R x	0,184	0,091		0,086	0,267	0,256	0,202	0,171
R y	0,353	0,156	0,050	0,147	0,472	0,457	0,381	0,334
		0,308	0,087	0,293				
R ² x	0,043		0,182		0,123	0,108	0,056	0,035
R x	0,207	0,027		0,023	0,350	0,329	0,236	0,188
R ² y	0,082	0,165	0,006	0,152	0,217	0,193	0,105	0,069
R y	0,287	0,054	0,074	0,046	0,466	0,439	0,324	0,262
		0,232	0,012	0,215				
σ x	0,048		0,107		0,088	0,082	0,037	0,030
σ y	0,022	0,038		0,029	0,039	0,037	0,017	0,014
		0,018	0,014	0,014				
kp x	3,092		0,007		3,101	3,101	3,097	3,088
kp y	3,178	3,082		3,078	3,164	3,168	3,178	3,177
A x	0,147	3,175	3,033	3,173	0,272	0,256	0,115	0,092
A y	0,071	0,117	3,142	0,089	0,124	0,117	0,055	0,044
		0,057	0,043	0,044				
			0,022					

Resultater modell 17-20

	17 - x	17 - y	18 - x	18 - y	19 - x	19 - y	20 - x	20 - y
n	0,568	0,675	0,544	0,646	0,499	0,59	0,76	0,923
m _e	8192	8192	9107	9107	10707	10707	4521	45215
	1	1	7	7	6	6	5	
fL z								6,656
fL z _s	4,096	4,868	3,923	4,659	3,598	4,255	5,481	5,648
SL z	3,476	4,130	3,329	3,953	3,053	3,610	4,650	0,039
SL z _s	0,053	0,048	0,055	0,049	0,058	0,052	0,044	0,043
ηh	0,059	0,053	0,061	0,054	0,064	0,058	0,049	11,680
η x	7,188	8,542	6,884	8,175	6,315	7,466	9,618	6,554
η y	4,033	4,793	3,863	4,587	3,543	4,189	5,396	2,942
	1,811	2,152	1,734	2,059	1,591	1,881	2,423	
Rh								0,082
R x	0,129	0,110	0,135	0,115	0,146	0,125	0,099	0,141
R y	0,217	0,187	0,225	0,194	0,242	0,210	0,168	0,282
	0,404	0,358	0,416	0,370	0,439	0,394	0,328	
R ² x								0,021
R x	0,068	0,045	0,076	0,050	0,093	0,062	0,033	0,144
R ² y	0,261	0,212	0,275	0,223	0,305	0,249	0,183	0,041
R y	0,127	0,086	0,139	0,095	0,168	0,117	0,065	0,203
	0,356	0,293	0,373	0,308	0,410	0,341	0,256	
σ x								0,034
σ y	0,034	0,028	0,032	0,026	0,031	0,025	0,044	0,016
	0,016	0,013	0,015	0,012	0,014	0,012	0,020	
kp x								3,075
kp y	3,099	3,093	3,100	3,095	3,101	3,098	3,087	3,172
A x	3,176	3,178	3,175	3,178	3,171	3,177	3,177	0,105
A y	0,106	0,086	0,101	0,082	0,095	0,078	0,134	0,052
	0,050	0,041	0,047	0,039	0,044	0,037	0,065	

Resultater modell 21-23

	21 - x	21 - y	22 - x	22 - y	23 - x	23 - y
n	0,719	0,87	0,629	0,494	0,728	0,651
m _e	48318	48318	52328	52328	52751	52751
fL z	5,185	6,274	4,536	3,562	5,250	4,695
fL zs	4,400	5,324	3,849	3,023	4,455	3,984
SL z	0,046	0,041	0,050	0,058	0,046	0,049
SL zs	0,051	0,045	0,055	0,064	0,050	0,054
ηh	9,099	11,010	7,960	6,251	9,213	8,238
η x	5,105	6,177	4,466	3,508	5,169	4,622
η y	2,292	2,773	2,005	1,575	2,321	2,075
Rh	0,104	0,087	0,118	0,147	0,103	0,114
R x	0,177	0,149	0,199	0,244	0,175	0,193
R y	0,342	0,296	0,377	0,442	0,339	0,368
R ² x	0,038	0,024	0,053	0,095	0,037	0,049
R x	0,196	0,155	0,231	0,308	0,193	0,221
R ² y	0,074	0,048	0,101	0,172	0,072	0,093
R y	0,273	0,218	0,318	0,415	0,269	0,306
σ x	0,044	0,034	0,047	0,063	0,039	0,045
σ y	0,020	0,016	0,022	0,029	0,018	0,021
kp x	3,090	3,079	3,096	3,101	3,090	3,095
kp y	3,178	3,174	3,178	3,171	3,178	3,178
A x	0,135	0,106	0,147	0,197	0,122	0,140
A y	0,065	0,052	0,070	0,091	0,059	0,067

Resultater modell 9-180 og 9-220

	9-180 - x	9-180 - y	9-220 - x	9-220 - y
n	0,488	0,864	0,513	0,913
m _e	46275	46275	47211	47211
fL z	3,519	6,231	3,699	6,584
fL zs	2,986	5,287	3,139	5,587
SL z	0,059	0,041	0,057	0,039
SL zs	0,065	0,045	0,063	0,044
ηh	6,176	10,93	6,492	11,55
η x	3,465	4	3,643	4
η y	1,556	6,135	1,635	6,483
		2,754		2,910
Rh	0,149		0,142	
R x	0,247	0,087	0,237	0,083
R y	0,445	0,150	0,432	0,142
		0,297		0,285
R ² x	0,098		0,087	
R x	0,313	0,024	0,295	0,021
R ² y	0,177	0,156	0,159	0,146
R y	0,420	0,048	0,398	0,042
		0,220		0,206
σ x	0,073		0,067	
σ y	0,033	0,036	0,031	0,033
		0,017		0,016
kp x	3,101		3,101	
kp y	3,170	3,080	3,173	3,076
A x	0,225	3,174	0,208	3,172
A y	0,104	0,112	0,097	0,102
		0,055		0,050

Vedlegg E

Tabeller med resultater fra sensitivitetsanalysene. Resultater for endring av dempning, elastisitetsmodul, skjærmodul, høyde og laster.

Resultater for endring av dempning

δ	Total masse (kg)	f_x (Hz)	f_y (Hz)	Stivhet y (N/m)	Ekvivalent masse (kg/m)	Toppakselerasjon A_1 (m/s ²)	A_2 (m/s ²)
0,06	2 596 300	0,456	0,803	1 149 671	45 163	0,166	0,183
0,12	2 596 300	0,456	0,803	1 149 671	45 163	0,115	0,125
0,18	2 596 300	0,456	0,803	1 149 671	45 163	0,092	0,100

Resultater for endring av elastisitetsmodul

E-modul (N/mm ²)	Total masse (kg)	f_x (Hz)	f_y (Hz)	Stivhet y (N/m)	Ekvivalent masse (kg/m)	Toppakselerasjon A_x (m/s ²)	A_y (m/s ²)
3 300	2 596 300	0,399	0,768	1 051 635	45 163	0,131	0,133
7 700	2 596 300	0,456	0,803	1 149 671	45 163	0,115	0,125
11 000	2 596 300	0,488	0,822	1 204 720	45 163	0,107	0,121

Resultater for endring av skjærmodul

G (N/mm ²)	Total masse (kg)	f_x (Hz)	f_y (Hz)	Stivhet y (N/m)	Ekvivalent masse (kg/m)	Toppakselerasjon A_x (m/s ²)	A_y (m/s ²)
300	2 596 300	0,414	0,699	871 158	45 163	0,127	0,149
460	2 596 300	0,456	0,803	1 149 671	45 163	0,115	0,125
600	2 596 300	0,480	0,868	1 343 328	45 163	0,109	0,114

Resultater for endring av høyde

Antall etasjer	Total masse (kg)	f_x (Hz)	f_y (Hz)	Stivhet y (N/m)	Ekvivalent masse (kg/m)	Toppakselerasjon A_x (m/s ²)	A_y (m/s ²)
17	2 596 300	0,456	0,803	1 149 671	45 163	0,115	0,125
16	2 443 800	0,491	0,867	1 348 959	45 457	0,110	0,119
15	2 291 400	0,532	0,940	1 597 054	45 783	0,106	0,112
14	2 139 200	0,579	1,023	1 906 495	46 145	0,101	0,105
13	1 986 800	0,634	1,118	2 296 665	46 543	0,096	0,099
12	1 834 500	0,699	1,229	2 801 767	46 986	0,090	0,092
11	1 682 100	0,775	1,358	3 456 693	47 479	0,085	0,086
10	1 529 800	0,866	1,510	4 323 588	48 032	0,079	0,080

Resultater for økte egen- og nyttelaster

Modell	Total masse (kg)	f_x (Hz)	f_y (Hz)	Stivhet y (N/m)	Ekvivalent masse (kg/m)	Toppakselerasjon A_x (m/s ²)	A_y (m/s ²)
9	2 596 300	0,456	0,803	1 149 671	45 163	0,115	0,125
9+	3 734 000	0,379	0,668	1 144 244	64 954	0,096	0,110