



**Institutt for konstruksjonsteknikk**  
Fakultet for ingeniørvitenskap og teknologi

**NTNU- Norges teknisk- naturvitenskapelige universitet**

TILGJENGELIGHET

Åpen

## MASTEROPPGAVE 2010

FAGOMRÅDE: Konstruksjonsteknikk	DATO: 14.6.2010	ANTALL SIDER: 45 + 17
------------------------------------	--------------------	--------------------------

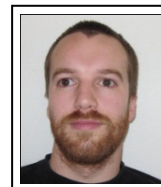
TITTEL:

**Dynamiske egenskaper til fleretasjes rammekonstruksjoner i tre**

Dynamic behaviour of multistorey timber buildings

UTFØRT AV:

**Åsmund Eikeland Tøsse**



SAMMENDRAG:

I de siste årene har et økt fokus på miljø, sammen med endringer i lovverket, har gjort at tre i større grad er med i vurderingen som materiale for bæresystemer, også i større konstruksjoner.

Tre som materiale er har gode styrkeegenskaper, men en lav egenvekt i forhold til andre materialer skaper utfordringer i forhold til svingninger og vibrasjoner for høyhus. Tidligere undersøkelser har også vist at dynamiske utfordringer blir dimensjonerende for denne typen konstruksjoner.

Oppgaven tar for seg et 20-etasjers eksempelbygg med høyde på 80 meter og grunnflate på 24 x 24 meter. Eksempelbygget er utformet med utgangspunkt i Barentshus som er under planlegging for oppføring i Kirkenes. Horisontal avstivning vil bestå av rotasjonsstivhet i rammehjørner og avstivende skiver innsatt i enkeltrammer.

For eksempelbygget har det blitt utarbeidet en rekke forskjellige avstivningssystemer, som har blitt analysert i FEM-programmet Abaqus for å finne egenfrekvenser. Det er også foretatt en enkel statisk analyse for enkelte av avstivningsløsningene i Abaqus.

Egenfrekvensanalysene har blitt brukt som utgangspunkt for akselerasjonsberegninger i henhold til Eurokode 1: 1-4. Akselerasjonsresultatene har blitt vurdert opp mot eksisterende regelverk for akselerasjoner.

Verdiene for akselerasjoner for eksempelbygget var over dobbelt så store som anbefalte. Dette betyr eksempelbygget på 20 etasjer trolig vil være avhengig av akselerasjonsdempere, økt stivhet eller økt masse for å tilfredsstille kravene.

FAGLÆRER: Kjell Arne Malo

VEILEDER(E): Pål Ellingsbø og Nathalie Labonnote

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk (NTNU)

NORGES TEKNISK-NATURVITENSKAPELIGE UNIVERSITET  
INSTITUTT FOR KONSTRUKSJONSTEKNIKK

## MASTEROPPGAVE 2010

Åsmund Tøsse

### DYNAMISKE EGENSKAPER TIL RAMMEKONSTRUKSJONER I TRE (Dynamic behaviour of multistory timber buildings)

#### Bakgrunn:

Vi ønsker å undersøke om limtre og massivtre kan danne stammen for høyere hus opptil for eksempel 10 - 20 etasjer. Det kan være ønskelig at bæresystemet vises på utvendig eller innvendig side, helt eller delvis. Det må, i tillegg til bruddgrensebetraktninger knyttet til stabilitet og bæreevne, også bli lagt tilstrekkelig vekt på bruksgrensekraav som fleksibilitet av både komponenter og bygning som helhet, forskyvninger, nedbøyninger og vibrasjonsegenskaper. Krav til dynamiske egenskaper av bygningsdeler er ikke nødvendigvis entydig fastsatt siden det som oppleves som gode egenskaper er karakterisert med relativt subjektive mål.

I denne masteroppgaven skal det gjøres numeriske simuleringer med elementmetoden. Hensikten med dette arbeidet er å etablere noen numeriske modeller for dynamiske egenskaper av høye trehus og så benytte dette verktøyet for å utarbeide ett eller flere forslag til bæresystem. Hovedfokus for oppgaven er å undersøke de dynamiske egenskapene til høye trebygninger forårsaket av vekslende ytre krefter og vurdering av egenskapene sett i lys av de krav og retningslinjer som finnes. Stikkord for oppgaven er momentstive rammer, skiveløsninger, alternative avstivningssystemer, egenfrekvenser og akselerasjonsberegninger.

#### Forslag til gjennomføring av oppgaven:

1. Kandidaten foretar et studium med sikte på å skaffe seg oversikt over problematikken rundt vibrasjoner og dynamiske egenskaper av fleretasjers hus.
2. Kandidaten planlegger, samler inn nødvendige data og utvikler numeriske modeller for ett eller flere basiskonsepter for bæresystem i tre for ett høyhus inntil 20 etasjer med elementmetodeprogrammet ABAQUS.
3. Kandidaten beregner akselerasjoner og vurderer disse.
4. Kandidaten sammenfatter og lager en konklusjon på undersøkelsen.

Etter samråd med veiledere kan kandidaten konsentrere sitt arbeide til spesielle deler av oppgaven, eller trekke inn andre aspekter.

#### Generelt:

Besvarelsen skal ha form som en forskningsrapport hvor det legges vekt på en klar og oversiktlig presentasjonsform. Besvarelsen skal leveres ved Institutt for konstruksjonsteknikk innen 14. juni 2010.

Faglærer: Kjell Arne Malo  
Veiledere: Pål Ellingsbø og Nathalie Labonnote

NTNU, februar 2010



Kjell Arne Malo

## **Forord**

Masteroppgaven er avslutningen på et 5 år langt sivilingeniørstudium i konstruksjonsteknikk ved NTNU. Oppgavens hovedfokus har vært på evaluering av trekonstruksjoners dynamiske oppførsel ved bruk i høye trekonstruksjoner, et svært relevant og spennende tema.

Jeg vil rette en takk til veileder Kjell Arne Malo, som fra starten har latt meg delta i utforming av oppgaven. Slik har jeg kunnet få en oppgave som er skreddersydd for min egen erfaring, interesse og utvikling. Han har også bidratt med innspill, introdusert meg for ressurspersoner og invitasjoner til relevante foredrag.

Jeg vil også takke Pål Ellingsbø og Nathalie Labonnote som har hjulpet med svar på små og store spørsmål underveis.

Trondheim, 14.6.10

Åsmund Tøsse

## **Sammendrag**

I de siste årene har et økt fokus på miljø, sammen med endringer i lovverket, har gjort at tre i større grad er med i vurderingen som materiale for bæresystemer, også i større konstruksjoner.

Tre som materiale er har gode styrkeegenskaper, men en lav egenvekt i forhold til andre materialer skaper utfordringer i forholdt til svingninger og vibrasjoner for høyhus. Tidligere undersøkelser har også vist at dynamiske utfordringer blir dimensjonerende for denne typen konstruksjoner.

Oppgaven tar for seg et 20-etasjers eksempelbygg med høyde på 80 meter og grunnflate på 24 x 24 meter. Eksempelbygget er utformet med utgangspunkt i Barentshus som er under planlegging for oppføring i Kirkenes. Horisontal avstivning vil bestå av rotasjonsstivhet i rammehjørner og avstivende skiver innsatt i enkeltrammer.

For eksempelbygget har det blitt utarbeidet en rekke forskjellige avstivningssystemer, som har blitt analysert i FEM-programmet Abaqus for å finne egenfrekvenser. Det er også foretatt en enkel statistisk analyse for enkelte av avstivningsløsningene i Abaqus.

Egenfrekvensanalysene har blitt brukt som utgangspunkt for akselerasjonsberegninger i henhold til Eurokode 1: 1-4. Akselerasjonsresultatene har blitt vurdert opp mot eksisterende regelverk for akselerasjoner.

Verdiene for akselerasjoner for eksempelbygget var over dobbelt så store som anbefalte. Dette betyr eksempelbygget på 20 etasjer trolig vil være avhengig av akselerasjonsdempere, økt stivhet eller økt masse for å tilfredsstille kravene.

## **Innhold**

Forord .....	iii
Sammendrag .....	iv
1 Introduksjon .....	1
1.1 Historie .....	1
1.1.1 Tre som materiale .....	1
1.1.2 Bæresystemer .....	2
1.1.3 Referanseprosjekter .....	3
1.2 Bakgrunn .....	3
1.3 Målsetning .....	4
1.4 Begrensninger .....	5
2 Dynamikk og vibrasjoner .....	6
2.1 Krav og retningslinjer .....	6
2.1.1 Vibrasjonskilder og krav for eksempelbygg .....	6
2.1.2 Utbøyning .....	6
2.1.3 Menneskelig komfort .....	7
2.2 Modifikasjon av egenfrekvens og akselerasjon .....	8
2.2.1 Egenfrekvens .....	8
2.2.2 Akselerasjon .....	9
3 Akselerasjonsberegning .....	10
3.1 Akselerasjon i henhold til Eurokode .....	10
3.1.1 Reduksjon av vindlast .....	11
3.1.2 Effekt av økt masse .....	11
3.1.3 Stivhet og egenfrekvens .....	12
3.1.4 Demping .....	12
4 Design av eksempelbygg .....	13
4.1 Geometri .....	13
4.2 Statiske laster .....	14
4.2.1 Nyttelast .....	14
4.2.2 Snølast .....	15
4.2.3 Vindlast .....	15
4.2.4 Lastkombinasjoner .....	15
4.3 Elementmodell .....	16
4.3.1 Geometri .....	16
4.3.2 Elementer .....	16
4.3.3 Materialeegenskaper .....	16
4.3.4 Forbindelser .....	17

4.3.5	Opplagere .....	17
4.3.6	Mesh .....	17
4.3.7	Laster .....	17
5	Avstivning .....	18
5.1	Basismodell med og uten gulv .....	18
5.1.1	Uten gulvskiver .....	18
5.1.2	Med gulvskiver .....	19
5.2	Skiver .....	20
5.2.1	Skiver langs hjørner .....	20
5.2.2	Skiver langs midt .....	21
5.2.3	Torsjonsspiral .....	22
5.2.4	Ruter .....	23
5.2.5	Hele bygget .....	24
5.3	Endring av egenskaper .....	25
5.3.1	Økt E-modul .....	25
5.3.2	Økt fjærstivhet .....	25
5.3.3	Økt E-modul og økt stivhet .....	25
5.3.4	Økt skivetykkelse og tilhørende innfestingsstivhet .....	25
5.3.5	Økt E-modul og tykkelse .....	25
5.3.6	Ruter med tykke skiver .....	25
5.3.7	Ruter med tykke skiver og økt E-modul .....	25
5.4	Avstivning fra betong .....	26
6	Resultater .....	27
6.1	Statisk last .....	27
6.1.1	Løsning 1 .....	27
6.1.2	Løsning 2 .....	27
6.1.3	Løsning 3: Skiver i rutemønster .....	27
6.2	Akselerasjon .....	28
6.2.1	Konstruksjoner uten avstivende skiver .....	28
6.2.2	Konstruksjoner med avstivende skiver .....	28
6.2.3	Konstruksjoner med avstivende skiver og endrede skiveegenskaper .....	28
6.2.4	Redusert vindlast .....	29
6.2.5	Masse- akselerasjon .....	30
7	Diskusjon .....	31
7.1	Anbefalt avstivningssystem .....	31
7.1.1	Sammenligning med fagverk .....	31
7.2	Grenseverdier for modifikasjon .....	31

7.2.1	Demping .....	32
7.2.2	Eigenfrekvens .....	32
7.2.3	Masse .....	32
7.3	Maksimalt etasjetall .....	33
8	Konklusjon .....	34
9	Videre arbeid .....	35
	Referanser .....	36
	Tabelliste .....	38
	Figurliste .....	38
	Vedlegg .....	39
	Vedlegg A: Akselerasjonsberegninger .....	40
	Vedlegg B: Statisk laster .....	46
	Vedlegg C: Konstruksjonsfaktoren $c_{dc}$ .....	53
	Vedlegg D: Maksimal fjærstivhet i skivefester .....	55

Vedlagt CD:

- Filer fra analyser i Abaqus
- Regneark fra excel

## **1 Introduksjon**

Tre har de siste årene blitt en reell utfordrer til andre dominerende materialer, også innen større konstruksjoner. Revisjoner av forskrifter og et økt fokus på miljø er deler av årsaken til at dette er mulig, sammen med utvikling av nye treprodukter som gjør materialet mer anvendelig.

### **1.1 Historie**

I Norge og Norden har tre i oversiktelig fortid vært det tradisjonelle materialet for hus, og store deler av bygningsmassen i Norge består fortsatt av trekonstruksjoner. Den består i hovedsak av bolighus i en til to etasjer, og så mye som 98 % av dagens nyoppførte småhus har bæresystem av tre.[1] De siste årene har det også kommet flere bygg i tre etasjer eller mer. [2]

De nordiske landene er langt fremme innen større trekonstruksjoner, og i Norge har vært tidlig ute med bruk av lange limtrespenn i Vikingskipet på Hamar og Gardermoen lufthavn. Norge har også verdens lengste trebro, Flisa bru i Hedmark, på 200 m, og en trebro på 1,4 km under planlegging.[3] I tillegg er også verdens høyeste trehus under planlegging for oppsetning i Kirkenes i Finnmark.[4]

#### **1.1.1 Tre som materiale**

Tre er et organisk og levende materiale, og har dermed helt andre egenskaper enn andre tradisjonelle bygningsmaterialer som for eksempel stål og betong. Det er et ortotrop materiale, med forskjellige styrkeegenskaper avhengig av lastretning. Egenskapene varierer mellom forskjellige tresorter og kan også variere innad i samme stamme som følge av vekstvilkår og kvist.

Tre som konstruksjonsmateriale har en rekke fordeler; det har høyere styrke i forhold til egenvekt enn stål og betong, det er fornybart og miljøvennlig og er lett tilgjengelig i Norge. Den lave egenvekten gjør det også godt egnet til konstruksjoner på svak grunn. Behandles det riktig har det også lang bestandighet.

Tidligere har trekonstruksjoner blitt begrenset av dimensjoner på trestammer, men med utviklingen av nye produkter, som limtre og massivtre kan man i høy grad få treelementer med de dimensjoner og materialegenskaper man ønsker. Dette gjør at tre nå kan benyttes til en helt annen type konstruksjoner enn det som tidligere var mulig.



**Figur 1: Limtrebjelker med spesiell geometri, dimensjoner og lange spenn i bruk i Da Vinci-broen på Ås [5]**



Tidligere var det ikke lov å oppføre bygg på mer enn fire etasjer med brennbart materiale i bæresystemet i henhold til TEK, men etter at denne ble revidert i 1997 er det rom for at man kan oppføre bæresystemet i valgfritt materiale, under forutsetning at man har utført en særskilt analyse med hensyn til brann. Det finnes nå treprodukter som har god brannbestandighet, og kombinert med aktiv brannbeskyttelse muliggjør dette bæresystemer i tre. [6][7]

### **1.1.2 Bæresystemer**

Det finnes i dag flere ulike måter å sette opp bæresystem i trekonstruksjoner. Det er imidlertid mangel på preaksepterte løsninger for de fleste metodene.

#### **Bindingsverk**

Bindingsverk har vært den vanligste formen for bæresystem i trehus frem til i dag, og er den vanligste typen bæresystem for småhus. Byggeteknikken er velkjent og godt dokumentert, men i fleretasjershus kan det oppstå problemer i forbindelse med setninger og avstivning. Ved bruk av bindingsverk finnes få alternativer til skiveløsninger som avstivning. [2]

Bæresystemer av bindingsverk er først og fremst egnet for småhus.

#### **Massivtre**

Ved bruk av bærende massivtreelementer i vegger får man bygg som er raske og enkle å sette opp. Massivtreelementer i vegger og gulv tar opp vertikalkrefter og avstiver bygget slik at dynamiske problemer unngås, og har også gode brannegenskaper. Metoden er fortsatt ny, og det finnes ingen preaksepterte løsninger for bruk av massivtre som bæresystem. Metoden begrenser også spillerommet til arkitekter i form av begrensninger til ytre utforming. [2]

#### **Fagverk**

Bruk av fagverk er også et alternativ for høye trehus, og kan medvirke både til å oppta vertikalkrefter og bidra med horisontal avstivning. Fagverk er økonomisk med tanke på materialer, og gir små momenter i søylene, men gir svært store krefter i forbindelsene. Bruk av fagverk gjør også at man ikke trenger rotasjonsstivhet i rammehjørner. [2]

Fagverk som avstivning har vært benyttet i flere store broer, og er også planlagt som avstivning i nye prosjekter som verdens høyeste trehus og verdens lengste trebro. [3] [4]

#### **Søyle-bjelkesystem**

Ved å benytte et søyle-bjelkesystem i limtre frigjør man fasader og gjør det enklere å skifte byggets bruksområde. utfordringene ved bruk av denne type bæresystem knytter seg i høy grad til å få tilstrekkelig rotasjonsstivhet i forbindelsene, noe som kan gi problemer med vertikalkrefter og svingninger i konstruksjonen. Undersøkelser gjort ved NTNU tyder også på at det er vanskelig å oppnå tilstrekkelig stivhet i denne typen konstruksjoner uten ytterligere avstivning. Denne kan bestå i skråstag eller innsatte skiver. [2]

### 1.1.3 Referanseprosjekter

Ved å bruke bærende veggelementer av massivtre har man de siste årene satt opp flere fleretasjers trehus. Norges høyeste trehus er en femetasjers boligblokk på Svartlamoen i Trondheim. Den sto ferdig i 2004, og er avstivet med massivtreelementer. [8] Både Stadthaus i London på åtte etasjer, ferdigstilt i 09, og Limnologen i Sverige på ni etasjer, ferdigstilt i 08, er utført i tre og avstivet på denne måten. Det kreves imidlertid en del spesielløsninger for å oppfylle standardkrav. Begge disse byggene har en førsteetasje i betong for å forankre bygget tilstrekkelig, og i Limnologen har man også funnet det nødvendig å forankre takkonstruksjonen med forspente stålstag for å tåle sugkrefter fra vind. [9][10] Det er altså fullt mulig å bygge fleretasjers trehus både med tanke på krav til brannegenskaper, lydtransmisjon og stivhet. Siden det enda ikke finnes standardiserte løsninger for det, blir imidlertid prosjekteringen kostbar.



**Figur 3: Verdens høyeste bolighus i tre, Stadthaus i London [9]**



**Figur 2: Norges høyeste trehus, boligblokk i Trondheim**

## 1.2 Bakgrunn

Oppgaven er en del av et samarbeidsprosjekt mellom NTNU, UMB og NTI, der man ønsker å se nærmere på bruk av momentstive rammer i fleretasjers trehus.

I følge Uglestad og Hansen [6], er det i hovedsak tre utfordringer som knytter seg til bruk av tre i høyhus, og de er brann, lydtransmisjon og stivhet. Av disse utfordringene vil denne oppgaven fokusere på stivhet. I henhold til stivheten er det spesielt vibrasjonskrav med tanke på menneskelig komfort som gir utfordringer. Høye trehus har i følge deres beregninger relativt lav egenfrekvens, noe som gir uakseptable verdier for vibrasjoner. [6]

For å øke egenfrekvensen vil det være ønskelig med så stive knutepunkter som mulig, og ifølge resultater fra Stub [12] bør stivheten i søyle-bjelkeforbindelsene være på minimum 15 000 kNm/rad i et bygg med 7 m senteravstand mellom søylene. Dette stemmer overens med resultater fra Bae og Høvik [13], som oppgir at ved rammer med 4,2 m senteravstand

mellom søylene bør stivheten være på minimum 10 000 kNm/rad. I forsøk utført av Lutnæs [14] har det blitt oppnådd rotasjonsstivhet på opp til 11 500 kNm/rad ved bruk av stållasker i over- og underkant av bjelken festet med 10 mm selvborende treskruer i 30° vinkel. En rotasjonsstivhet på 15 000 kNm/rad virker dermed ikke urealistisk. Resultater fra forsøk med gjengestag utført av Malo og Ellingsbø [15] ved NTNU tyder på at det er mulig å oppnå rotasjonsstivhet opp til 20 000 kNm/rad.

Stub har utført et parameterstudie på et ti-etasjes trehus med momentstive rammer som bærende konstruksjon, og har blant annet funnet optimaliserte verdier for E-modul, rotasjonsstivhet i rammehjørner og bjelke- og søyledimensjoner, og fra resultatene ser det ut til at det blir vanskelig å oppføre stive nok trehus kun ved bruk av rammer. Det blir også sett på effekten av redusert høyde og avstivning med skråstag, som begge deler har stor påvirkning på egenfrekvensen til bygget. Sammenhengen mellom høyde og frekvens varierer logaritmisk og ser ut til å være slik at egenfrekvensen halveres når høyden dobles. Rapporten indikerte også at krav om utbøyninger ble oppfylt ved lavere konstruksjonsstivhet enn det som gjelder for vibrasjonskrav. [12]

I 2009 videreførte jeg dette arbeidet i en prosjektoppgave ved NTNU. Det ble i hovedsak sett på mulighet for bruk av avstivende skiver av massivtre i en rammekonstruksjon på ti etasjer. Resultatene fra undersøkelsene ga lovende resultater, med verdier som var noenlunde tilsvarende som for bruk av skråstag. Undersøkelsene konkluderte også med at det med dagens rotasjonsstivhet ikke lar seg gjøre å benytte rammekonstruksjoner i tre uten bruk av ekstra avstivning. [16]

Denne oppgaven skulle i utgangspunktet være en videreføring av arbeidet rundt et ti etasjers eksempelbygg. Da det i slutten av januar ble klart at et 20 etasjers trehus var under planlegging for oppføring i Kirkenes i Finnmark, ble etasjetallet for eksempelbygget justert til 20.

Sweco er rådgivende ingeniører for prosjektet i Kirkenes, og planlegger å benytte fagverk til horisontal avstivning. De har også utført en enkel analyse statistisk analyse for fagverkkonstruksjonen, og denne ga en sideveis utbøyning i toppen av bygget på 97 mm. Dette resultatet underbygger tidligere antagelser om at vibrasjonskrav er vanskeligere å tilfredsstille enn krav om utbøyning. Egenfrekvensen ble beregnet til 1,02 Hz. [17][18]

### **1.3 Målsetning**

Oppgavens målsetning er å se på bruk av rammekonstruksjoner i høyhus av tre.

Et eksempelbygg på 20 etasjer skal modelleres og analyseres for oppsetning i Kirkenes. Det skal utarbeides og vurderes flere ulike modeller for avstivning ved hjelp av rotasjonsstivhet i rammehjørner og avstivende skiver. For de ulike avstivningsløsningene skal det beregnes akselerasjoner som skal evalueres mot de krav og retningslinjer som er gitt, for å se om det er praktisk mulig å oppføre et høyhus med angitt avstivning.

Rammekonstruksjonen skal også evalueres mot bruk av fagverk, i henhold til Swecos undersøkelser av bruk av dette.

#### **1.4 Begrensninger**

Hovedfokuset i oppgaven har ligget på dynamiske utfordringer og vibrasjoner spesielt. Som en konsekvens av dette er det kun foretatt en enkel statistisk analyse av eksempelbygget. Det er i tillegg i liten grad tatt hensyn til utfordringer rundt:

- Brann
- Lyd
- Utførelse av forbindelser
- Vibrasjoner fra andre kilder enn vindlast

## **2 Dynamikk og vibrasjoner**

Høyhus blir utsatt for vesentlig belastninger fra vind, og dette kan føre til store utbøyninger i toppen av byggene. For lette trekonstruksjoner kan det også oppstå problemer i forhold til vibrasjoner, som en følge av lav treghet mot utbøyninger.

### **2.1 Krav og retningslinjer**

Opplevelsen av vibrasjoner vil variere fra person til person, og avhenger blant annet av aktivitetene som skal utføres i bygget. Siden responsen er så forskjellig, er det ikke satt opp noen absolutte verdier, men bare veiledende krav. [18] Forskjellige krav og anbefalinger finnes i følgende publikasjoner:

- NS-3490- Prosjektering av konstruksjoner – krav til pålitelighet[19]
- ISO-2631-1 og -2: Bedømmelse av hvordan helkroppsvibrasjoner virker på mennesker, del 1 og 2[18][20]
- ISO-10137: Basis of design of structures – Serviceability of buildings against vibrations[21]

Kilder til vibrasjoner kan være mennesker, vibrerende maskiner og innretninger, vind, trafikk eller akustisk induerte vibrasjonskilder. For eksempelbygget, som antas brukt som kontorbygg, vil det først og fremst være vind som blir den utslagsgivende kilden til vibrasjon. [19]

#### **2.1.1 Vibrasjonskilder og krav for eksempelbygg**

Standardene setter krav til utbøyninger, menneskelig komfort og effekt på maskineri. For bygg brukt til boliger eller kontorer vil det i utgangspunktet ikke være maskineri som setter spesielle krav til vibrasjoner, og det vil i hovedsak være utbøyninger og krav om menneskelig komfort som ligger til grunn for akseptkrav.[19]

#### **2.1.2 Utbøyning**

For å se på utbøyninger kan vi bruke NS-EN 1991-1-4, som sier at dersom en bygning ikke er under 15 m, har en egenfrekvens på over 5 Hz eller har avstivende vegger, må man regne vindlast som et dynamisk problem i stedet for statisk. Dette gjøres ved å implementere innkonstruksjonsfaktoren  $c_{s,c_d}$ , som ganges med statisk vindlast for å gi samlet lastvirkning av statisk og dynamisk del, som igjen vil gi en utbøyning. Tidligere forsøk har vist at rammekonstruksjoner i tre kan oppfylle disse kravene.[12] [17][22]

### 2.1.3 Menneskelig komfort

Brukeropplevelse av vibrasjoner kan i stor grad knyttes til akselerasjoner i bygget. Dersom man ikke har tilgang til beregninger av akselerasjoner i bygget, kan man finne grenseverdier for nederste tillatte egenfrekvens i tabell 1 under. [19]

**Tabell 1: Veiledende grenseverdi for egenfrekvens i NS 3490[19]**

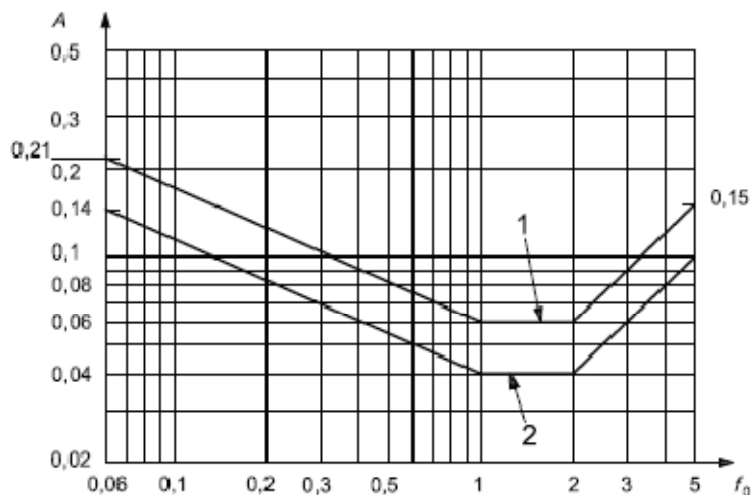
Konstruksjonsdel i type bygning	Laveste egenfrekvens (Hz)
Bolighus	5,5
Kontorer	4
Arealer med sports- og danseaktiviteter	8
Laboratorier og verksteder med særlig følsomt utstyr	10
Publikumstribuner, arealer med stående forsamlinger eller faste seter	7,5
Konsertarena	9

Tidligere forsøk har vist at høye trehus fortsatt har et godt stykke igjen for å tilfredsstille disse kravene, og det er derfor mer hensiktsmessig å regne ut akselerasjonen som vil oppstå som følge av laster. I ISO-2631-1 er det oppgitt tilnærmede verdier for menneskers opplevelse av akselerasjoner i offentlige transportmidler, disse er gjengitt i tabell 2. Det understrekes imidlertid at opplevelsen varierer fra person til person, og at forventninger avhenger av ønsket bruk. Tidligere erfaringer har også vist at mange brukere vil klage bare verdiene er så vidt over merkbare verdier. Minste merkbare verdi er oppgitt å være rundt  $0,015 \text{ m/s}^2$ . [18]

**Tabell 2: Akselerasjon og menneskelig respons[18]**

Akselerasjon	Menneskelig respons
$< 0,315 \text{ m/s}^2$	Ikke ukomfortabel
$0,315 - 0,63 \text{ m/s}^2$	Noe ukomfortabel
$0,5 - 1 \text{ m/s}^2$	Ganske ukomfortabel
$0,8 - 1,6 \text{ m/s}^2$	Ukomfortabelt
$1,25 - 2,5 \text{ m/s}^2$	Veldig ukomfortabelt
$> 2 \text{ m/s}^2$	Ekstremt ukomfortabelt

I ISO-10137 er det også oppgitt krav for akselerasjoner, og de blir her satt i sammenheng med egenfrekvensen til konstruksjonen. Akseptkriteriene er hentet fra erfaringer fra høyhus i bruk, og er gjengitt i figur 4 under. Fra figuren kan vi se at kravene er strengest for egenfrekvens mellom 1 og 2 Hz. Dette skyldes at det er i dette frekvensområdet menneskekroppen er mest følsom for vibrasjoner. [20][21]



Figur 4: Akseptkrav for akselerasjon (A) i forhold til egenfrekvens ( $f_0$ ). Linje 1 angir krav for kontorer, linje 2 for bolighus. [21]

Rønnquist sier at han har hatt gode erfaringer ved bruk av verdiene fra ISO-2631-1, men poengterer at dette ikke nødvendigvis stemmer for bruk i bygninger.[23] Verdiene i ISO-10137 er utarbeidet spesielt for bygninger, og er trolig kraven som bør ligge til grunn for akselerasjonsvurderinger. [21]

## 2.2 Modifikasjon av egenfrekvens og akselerasjon

Egenfrekvens og akselerasjoner avhenger av en rekke ulike faktorer, og for å optimalisere konstruksjonen, er det viktig å se på hvilke faktorer som bidrar til hva.

### 2.2.1 Egenfrekvens

Egenfrekvensen er avhengig av tre faktorer: Konstruksjonens stivhet, demping og masse. Dersom vi ser bort fra demping, er den avhengig av stivhet og masse i forholdet  $\frac{\text{konstruksjonstivhet}}{\text{masse}}$ . Fra dette forholdet ser vi at det er gunstig å ha så høy stivhet som mulig samtidig som det er ønskelig med minst mulig masse.

Trekonstruksjoner har lav egenvekt, men har også klare begrensninger når det kommer til konstruksjonens stivhet, spesielt dersom man ønsker å bruke rammekonstruksjoner. Rammehjørnene har langt lavere rotasjonsstivhet enn det som kan oppnås i en betongkonstruksjon, men grunnet en vesentlig lavere densitet i trekonstruksjonen, kan egenfrekvensen ligge rundt samme verdier for begge konstruksjonene.

### **2.2.2 Akselerasjon**

Akselerasjon er avhengig av flere faktorer, men spesielt egenfrekvens og masse. For å oppnå lavest mulig akselerasjon, er det ønskelig med høyest mulig masse og egenfrekvens.

Trekonstruksjoner stiller her med lav masse, og vil dermed få vesentlig høyere akselerasjoner enn betongkonstruksjoner med samme egenfrekvens.



### 3 Akselerasjonsberegning

For å foreta beregninger av akselerasjon, trenger man i utgangspunktet kjennskap til en detaljert lasthistorie. Dette er vanskelig å få til for en vindlast, hvilket i utgangspunktet gjør det vanskelig å bruke numeriske metoder for å regne ut akselerasjoner.

#### 3.1 Akselerasjon i henhold til Eurokode

I NS-EN 1991-1-4[22], er det angitt en forenklet metode for beregning av akselerasjon i bygninger som følge av vindlaster. Denne metoden gir i følge Rønnquist akseptable resultater for akselerasjon, men understreker også at vibrasjonsanalyser er et felt der er vanskelig å gi helt presise verdier.[23]

Metoden tar utgangspunkt i standardavviket for karakteristisk vindindusert akselerasjon i vindretning,  $\sigma_{a,x}(z)$ , i høyde  $z$ . Standardavviket kan utregnes etter følgende formel:[22]

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

Der:

$c_f$  er kraftfaktoren

$\rho$  er luftdensiteten, satt lik  $1,25 \text{ kg/m}^3$

$b$  er konstruksjonens bredde

$I_v(z_s)$  er turbulensintensiteten i høyde  $z_s$  over bakken

$v_m(z_s)$  er stedsvindhastighet  $z_s$  over bakken

$R$  er roten av resonansandelen av respons

$K_x$  er den dimensjonsløse faktoren

$m_{1,x}$  er ekvivalent masse i vindretninger, tilnærmet lik masse / høyde

$n_{1,x}$  er fundamental egenfrekvensen for konstruksjonens vibrasjoner i vindretning

$\phi_{1,x}$  er fundamental egsvingeform i vindretning

Standardavviket multipliseres så med toppfaktoren  $k_p$ , som beregnes fra egenfrekvensen etter følgende formel:[22]

$$(2) \quad k_p = \sqrt{2 \cdot \ln(n_{1,x} \cdot T)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(n_{1,x} \cdot T)}}$$

Der:

$T$  er midlingstiden for stedsvindhastighet, lik 600 s

Akselerasjonen regnes ut for øverste etasje, 76 m over bakkenivå. Ettersom svingningene er størst i toppen av bygget, vil det være mulighet for å benytte de øverste etasjene til bruk der man kan tillate noe høyere akselerasjonsverdier (f. eks. sightseeing, utsiktspunkt eller lignende). Om man regner ut akselerasjoner i 18. etasje i stedet for 20., vil det gi verdier for  $\phi_{1,x}$  på henholdsvis 0,907 mot 0,970, tilsvarende en reduksjon på 6,3 %.

Av faktorene som inngår i uttrykket er det først og fremst  $R$  og  $m_{1,x}$  som lar seg endre ved hjelp av endringer i konstruksjonen. Resten av faktorene har utgangspunkt i geografiske og geometriske forutsetninger som er vanskelig å endre. For en detaljert gjennomgang av bruk av metoden, se vedlegg A.

Faktoren  $m_{1,x}$  kan tilnærmes ved å dele massen i øverste tredel av bygget på høyden av øverste tredel, og avhenger i så måte kun av masse.

Faktoren  $R$  er langt mer sammensatt, men avhenger i hovedsak av egenfrekvens og egendemping.

### **3.1.1 Reduksjon av vindlast**

Returperiode på grenseverdier for akselerasjon i ISO 10137 er oppgitt til å være et år, mens returperioden for vindlasten som er oppgitt i NS-EN 1991-1-4 er på 50 år. Det er dermed et ganske klart skille mellom returperioden, og det kan muligens være hensiktsmessig å minske vindlasten noe for å få en returperiode nærmere et år.

Rønnquist mener at det går an å redusere lasten noe, men er skeptisk til å redusere returperioden så mye som til et år, og foreslår i stedet å redusere den til ti år. Med utgangspunkt i reduksjonen dette medfører, kan man så bestemme om det er hensiktsmessig å redusere perioden. [23] Dersom man skal redusere vindlasten, er det viktig å evaluere responsen også over lengre tid, for å sikre at det ikke oppstår ubehagelige akselerasjoner for ofte.

I NS-EN 1991-1-4 B.3 finnes følgende formel for utregning av en reduksjonsfaktor:[22]

$$(3) \quad \frac{\Delta S}{S_k} = 0,7 \cdot (\log(N_g))^2 - 14,7 \cdot \log(N_g) + 100$$

Der

$S_k$  er virkningen av vindlast med 50 års returperiode

$\Delta S/S_k$  er verdien av  $\Delta S$  som prosent av  $S_k$

$N_g$  er antall forekomster av verdi  $\Delta S$

Dette gir en reduksjon på 9,9 % for en returperiode på 10 år ( $N_g = 5$ ). Om returperioden reduseres til et år ( $N_g = 50$ ), ville reduksjonen bli på 23,0 %.

Reduksjonsfaktoren ganges med  $v_m$ , som inngår i uttrykket for  $\sigma_{a,x}$  i andre potens, og vil derfor kunne redusere beregnet akselerasjon vesentlig, selv med små endringer.

### **3.1.2 Effekt av økt masse**

Siden trekonstruksjoner er forholdsvis lette, trengs det ikke nødvendigvis store økninger i masse for å forårsake vesentlige endringer i akselerasjon. Økt masse vil redusere akselerasjoner, men vil også redusere egenfrekvenser, og det er dermed interessant å se om en økning av masse totalt sett vil gi positiv effekt på akselerasjonene.

Massen bidrar til å dempe akselerasjoner ved å bidra til økt treghet i konstruksjonen, og bidrar dermed mest der svingningene er størst. Det vil derfor være fordelaktig å plassere massen høyt i bygget.

### **3.1.3 Stivhet og egenfrekvens**

Egenfrekvens avhenger i stor grad konstruksjonens stivhet. For eksempelbygget i denne oppgaven vil avstivningen bestå av rotasjonsstivhet i rammehjørner og innsatte skiver. Stivheten kan enkelt økes ved å sette inn flere skiver, men i utgangspunktet er det ønskelig å ha så store deler av fasaden som mulig åpen.

Behovet for avstivning er størst nederst i konstruksjonen, siden en utbøyning her vil bidra til en vinkel som gir videre utbøyninger opp gjennom konstruksjonen.

### **3.1.4 Damping**

Tre er et relativt mykt materiale, og har dermed gode dempningsegenskaper i forhold til stivere materialer som betong. I følge Anders Rønnquist, er det vanlig å bruke en verdi på 1-2 % som dempningsfaktor i trekonstruksjoner. [23] Dette tilsvarer et logaritmisk dekrement for demping,  $\delta_s$ , på 0,063 – 0,126. [24] Dersom det benyttes myke forbindelser, kan også disse bidra til økt demping, men dette er ikke spesielt aktuelt for eksempelbygget i oppgaven. Vi velger å sette verdien konservativt til 0,063, da dempingen har stor effekt på akselerasjonene som oppstår.

I tillegg til konstruksjonsdamping, inngår også aerodynamisk demping i den totale dempingen. Aerodynamisk demping oppstår som følge av luftmotstand mot svingninger, og er regnet ut i vedlegg A. [22]

Dempingen kan også økes ved å benytte akselerasjonsdempere i konstruksjonen. Det finnes mange ulike metoder og sorter med dempere, og mange av dem kan øke demping drastisk uten store omkostninger.

## **4 Design av eksempelbygg**

Eksempelbygget er utformet med utgangspunkt i Barenthus som skal oppføres i Kirkenes. Bygget skal være på 20 etasjer á 4 m og 24 m bredt med en senteravstand mellom bjelkene på 6 m. Utformingen er gjort med utgangspunkt i tegninger og beregninger utført av Sweco og Reiulf Ramstad arkitekter. [17]

Oppsetningen i Kirkenes gjør at bygget blir utsatt for noe av de tøffeste klimapåkjenningene i landet, med høye vindhastigheter og store snøfall. Dersom eksempelbygget tåler påkjenningen her, vil de også tåle påkjenninger fra de fleste andre plasseringer på fastlandet.

### **4.1 Geometri**

Søylene vil være i tre ulike dimensjoner, 0,5 m x 0,5 m i byggets kjerne og 0,5 m x 0,7 m langs ytterkantene av bygget. I ytterhjørnene vil søylene være sammensatt av tre søyler med dimensjonene 0,4 m x 0,4 m, sammenfestet for eksempel med gjengestag i stål. Dette for å forenkle oppsetting, og i størst mulig grad kunne bruke ferdigproduserte rammer. Bjelkene er 0,4 m x 0,5 m. Alle søyler og bjelker er utført i limtre av kvalitet G132c.

Gulvdekker og avstivende skiver er av massivtre. Dekkene har en tykkelse på 180 mm, mens skivene er på 200 mm.

To trappe- og heissjakter á 6x6 m er tenkt utført i betong i midten av bygget. Den ekstra massen skal bidra til å minske akselerasjonen i bygget.

Der Sweco tenker å avstive konstruksjonen med fagverk, er planen for eksempelbygget her å benytte rammehjørner med momentstivhet, samt avstivende skiver. Søylene vil være gjennomgående, mens bjelke-søyleforbindelsene vil ha en rotasjonsstivhet på 15 000 kNm/rad. Dekker og skiver er fastholdt mot bevegelse ut av planet, mens bevegelse i planet opptas i omsluttende bjelker og søyler. [25]

## 4.2 Statiske laster

Hovedfokuset i oppgaven har ligget på dynamiske egenskaper, og det vil kun bli utført enkle statiske analyser i henhold til sideveis utbøyning i topp og krefter i søylene. Dersom det er behov for endringer i dimensjoner i bjelker eller dekker, vil dette være relativt enkelt å endre.

Laster er beregnet i henhold til et kontorbygg oppført i Kirkenes i Sør-Varanger. Detaljerte beregninger finnes i vedlegg B.

### 4.2.1 Nyttelast

Anbefalt verdi for nyttelast i kontorbygg er satt til  $3,0 \text{ kN/m}^2$ . Denne skal ganges med en reduksjonsfaktor for overliggende etasjer. [26]

Tabell 3: Nyttelast i etasjer

Etasje nr	$\alpha_n$	Nyttelast, q ( $\text{kN/m}^2$ )
2	0,73	2,2
3	0,73	2,2
4	0,74	2,2
5	0,74	2,2
6	0,74	2,2
7	0,74	2,2
8	0,75	2,2
9	0,75	2,3
10	0,75	2,3
11	0,76	2,3
12	0,77	2,3
13	0,78	2,3
14	0,79	2,4
15	0,80	2,4
16	0,82	2,5
17	0,85	2,6
18	0,90	2,7
19	1,00	3
20	1,00	3

#### 4.2.2 Snølast

Snølasten på tak er beregnet til 3,2 kN/m<sup>2</sup>. [27]

#### 4.2.3 Vindlast

Vindlast er beregnet for bygg oppført i Sør-Varanger. Terrengruheten er satt til å være klasse I, noe som trolig er noe konservativt.

Bygget er delt inn i soner etter høyde (z) og plassering i forhold til vindretningen. Resultater er gitt i tabell 4 under.

Tabell 4: Vindtrykk på konstruksjonen

z	W <sub>e</sub> (z) – sug fremst på sidevegg (kN/m <sup>2</sup> )	W <sub>e</sub> (z) – sug bakerst på sidevegg (kN/m <sup>2</sup> )	W <sub>e</sub> (z) – trykk på frontvegg (kN/m <sup>2</sup> )	W <sub>e</sub> (z) – sug på bakvegg (kN/m <sup>2</sup> )
24	2494	1663	1663	1288
32	2636	1758	1758	1362
40	2749	1833	1833	1420
48	2843	1896	1896	1469
56	2924	1949	1949	1511
80	3114	2076	2076	1609

#### 4.2.4 Lastkombinasjoner

Det vil være fire ulike lastkombinasjoner som er dimensjonerende, tre bruddgrensetilstander og en bruksgrensetilstand. Disse er

##### Bruddgrensetilstand 1:

1,2 x egenvekt + 1,5 x vindlast + 1,05 x nyttelast + 1,05 x snølast

##### Bruddgrensetilstand 2:

1,2 x egenvekt + 1,5 x nyttelast + 1,05 x vindlast + 1,05 x snølast

##### Bruddgrensetilstand 3:

1,2 x egenvekt + 1,5 x snølast + 1,05 x nyttelast + 1,05 x vindlast

##### Bruksgrensetilstand:

1,0 egenvekt + 1,0 x vindlast

Bruddgrensetilstand er hentet fra NS-EN 1990, tabell NA.A1.2(A), mens bruksgrensetilstand er hentet fra NS-EN 1990, tabell A1.4.[28]

De dimensjonerende tilstandene blir i første omgang bruksgrensetilstand med utbøyning i topp av bygget, samt bruddgrensetilstand 1, for krefter i søylene. Kun disse to tilstandene vil bli vurdert.

### **4.3 Elementmodell**

All modellering og alle analyser er utført i FEM-programmet Abaqus 6.9-2. Programmet er delt i en del som tar for seg modellering og en del som tar analyse. Dette muliggjør at man kan bruke samme program til ulike analyser av samme modell, for eksempel statiske analyser og egenfrekvensanalyser.

Modellen består av 2100 bjelke-, søyle-, skiveelementer, 4951 forbindelser og 638 sett med fjærstivheter.

#### **4.3.1 Geometri**

Eksempelbygget er modellert i 3D, og søyler/bjelker og skiver er henholdsvis representert av wire- og shellelementer i rommet. Heis- og trappesjakter vil kun bli representert som økt masse i de midterste søylene.

#### **4.3.2 Elementer**

Wire og shellelementene som benyttes er henholdsvis 1- og 2-dimensjonale elementer, og gjør at analysene er mindre krevende i forhold til datakraft, og forkorter tiden hver enkelt analyse tar. Minuset ved bruken er at man må benytte forenklinger i geometri som en følge av at elementene ikke tar opp like mye plass som konstruksjonselementene de skal modellere. Elementene setter også en begrensning til hvilke forbindelser som kan benyttes.

#### **4.3.3 Materialegenskaper**

Både bjelker og søyler er av GL32c, og det antas for enkelhets skyld at materialet er transvers isotropt. Styrkeegenskapene er angitt i tabell 5

**Tabell 5: Materialegenskaper for limtre [25]**

E-modul	MPa	Poissons ratio, $\nu$		G-modul	MPa
$E_x$	13700	$\nu_{xy}$	0,33	$G_{xy}$	780
$E_y$	420	$\nu_{xz}$	0,51	$G_{xz}$	780
$E_z$	420	$\nu_{yz}$	0,02	$G_{yz}$	158

Densiteten for GL32c er i modellen satt til  $500 \text{ kg/m}^3$ . Trappe- og heissjakter i betong er ikke med i modellen, men blir i egenfrekvensberegninger modellert inn som ekstra masse i midtsøylene. Ny densitet for disse blir  $10\,000 \text{ kg/m}^3$ . Dette tilsvarer ca to sjakter på  $6 \times 6 \text{ m}$  med en veggtykkelse på 250 mm, noe som anses som sannsynlig.

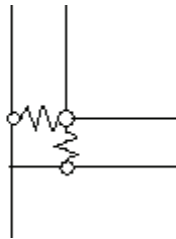
Gulvdekker og avstivende skiver er i massivtre, men er for enkelhets skyld modellert som isotropt materiale med en E-modul på 5000 MPa. Densiteten er i utgangspunktet på 500 kg/m<sup>3</sup>, men man antar i tillegg at tekniske installasjoner og lignende utgjør et tillegg på 0,5 kN/m<sup>2</sup>. Total densitet er satt til 777 kg/m<sup>3</sup> for gulvdekker og 500 kg/m<sup>3</sup> for avstivende skiver.

#### **4.3.4 Forbindelser**

Søyle-bjelkeforbindelsene er fastholdt i hverandre i x- og y-retning, mens rotasjonsstivhet vil være modellert som en fjærstivhet på 15 000 kN/rad.

Skivene blir fastholdt mot forskyvning ut av eget plan i hjørnene, mens kreftene i planet blir opptatt ved hjelp av fjærstivheter. Fjærstivheten er satt til 100 000 kN/m. [16] Modellert innfesting er vist under.

Hjørnesøylene er forbundet i søyleendene, hver 4 meter, ved hjelp av en MPC-beam-forbindelse. Denne forbindelsen opptrer som om en stiv bjelke holder de to punktene sammen, ikke ulikt effekten av gjengstag.



**Figur 5: Modellert forbindelse mellom skive og ramme**

#### **4.3.5 Opplagere**

Bjelker og skiver mot grunnen er modellert som fritt opplagt.

#### **4.3.6 Mesh**

Elementene er delt opp i mindre elementer med en størrelse på 0,04 m. Meshet består av lineære elementer av typen B31, som er et to-noders bjelkeelement i rommet.

Skiveelementene er delt opp i finite elementer med en omtrentlig størrelse på 0,1 m.

Elementene er lineære elementer av typen av typen S4R, som er fire-noders shell-element i rommet.

#### **4.3.7 Laster**

Vindlast er innført som linjelaster langs søyler. Snø og nyttelast er modellert som trykk på de aktuelle dekkene.



## 5 Avstivning

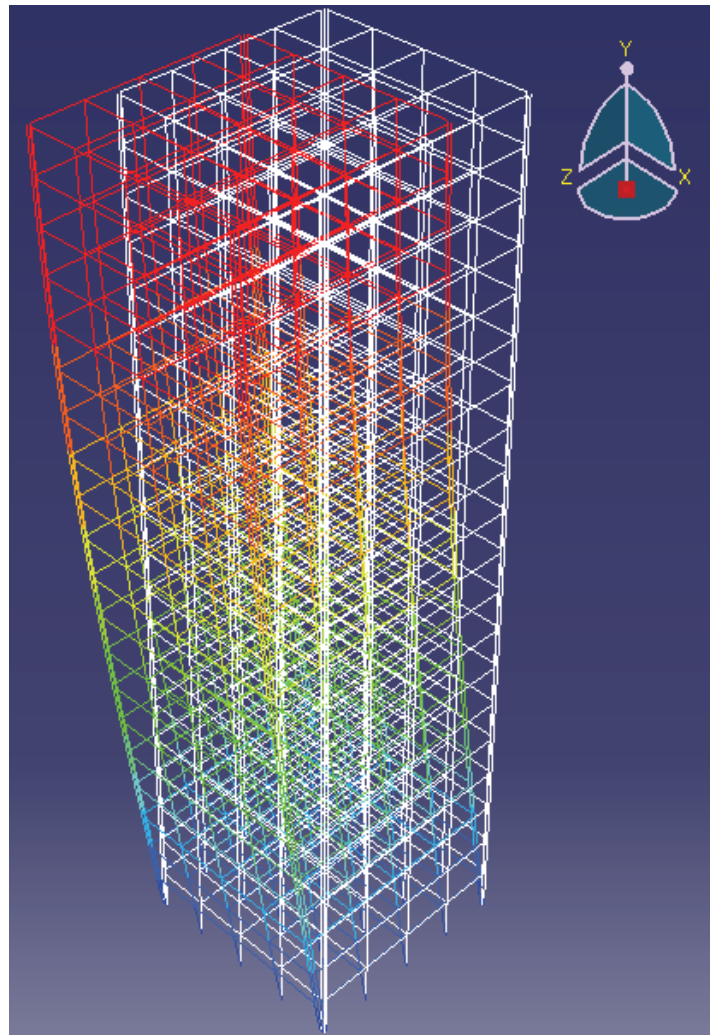
Ved bruk rotasjonsstivhet i rammehjørnene, vil kreftene fra belastningen kun bevege seg gjennom konstruksjonen som momenter og krefter gjennom søyler og bjelker. Ved å anvende skiver, er målet å avlaste spesielt utsatte konstruksjonsdeler, eller å føre ned kreftene til grunnen gjennom skivene.

### 5.1 Basismodell med og uten gulv

Tidligere undersøkelser er utført på modeller uten gulv, og det kan være interessant å se på om innføring av gulv har stor effekt i forhold til resultatet.

#### 5.1.1 Uten gulvskiver

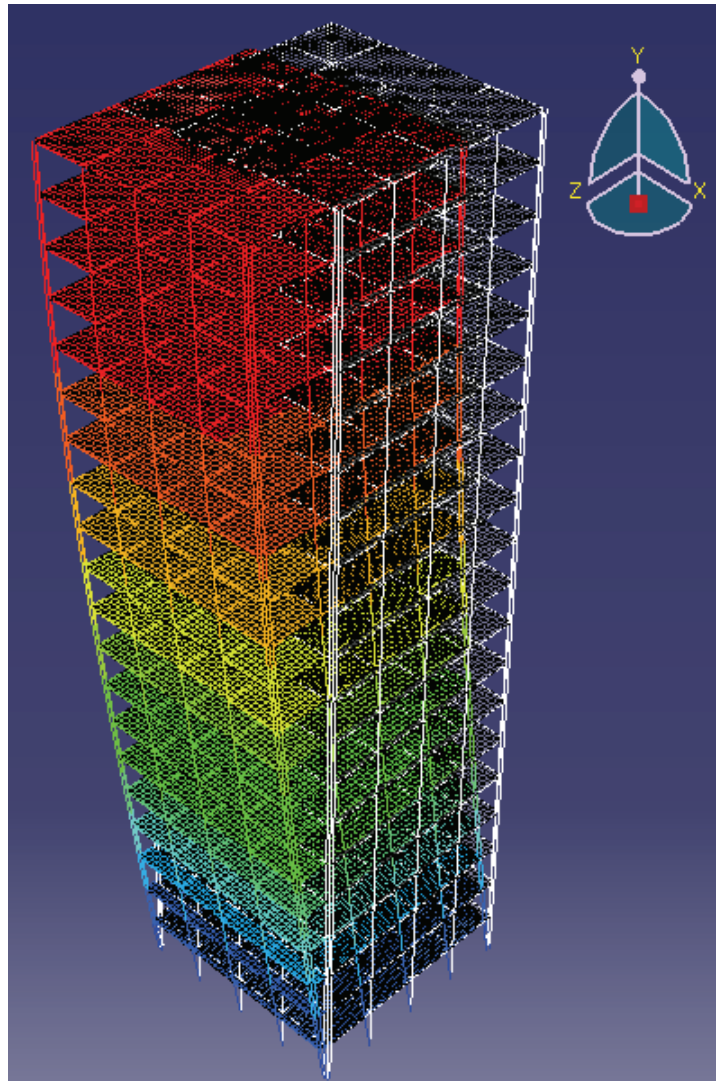
Førsteutkastet av modellen er ganske enkelt en rammekonstruksjon i 3D, der masse fra dekker er modellert inn i bjelkene. I denne modellen er det kun rotasjonsstivheten i rammehjørnene som bidrar til horisontal avstivning, og dette gir som forventet en lav egenfrekvens på 0,134 Hz. Svingeformen er som vist på figur 6, bøyning.



Figur 6: Første svingeform for første utkast av modell. Egenfrekvens 0,134 Hz.

### 5.1.2 Med gulvskiver

Neste skritt er å innføre gulvdekker i modellen, for å se på hvilken grad avstivningen disse bidrar med vil øke egenfrekvensen med.



**Figur 7: Svingeform for modell med gulv**

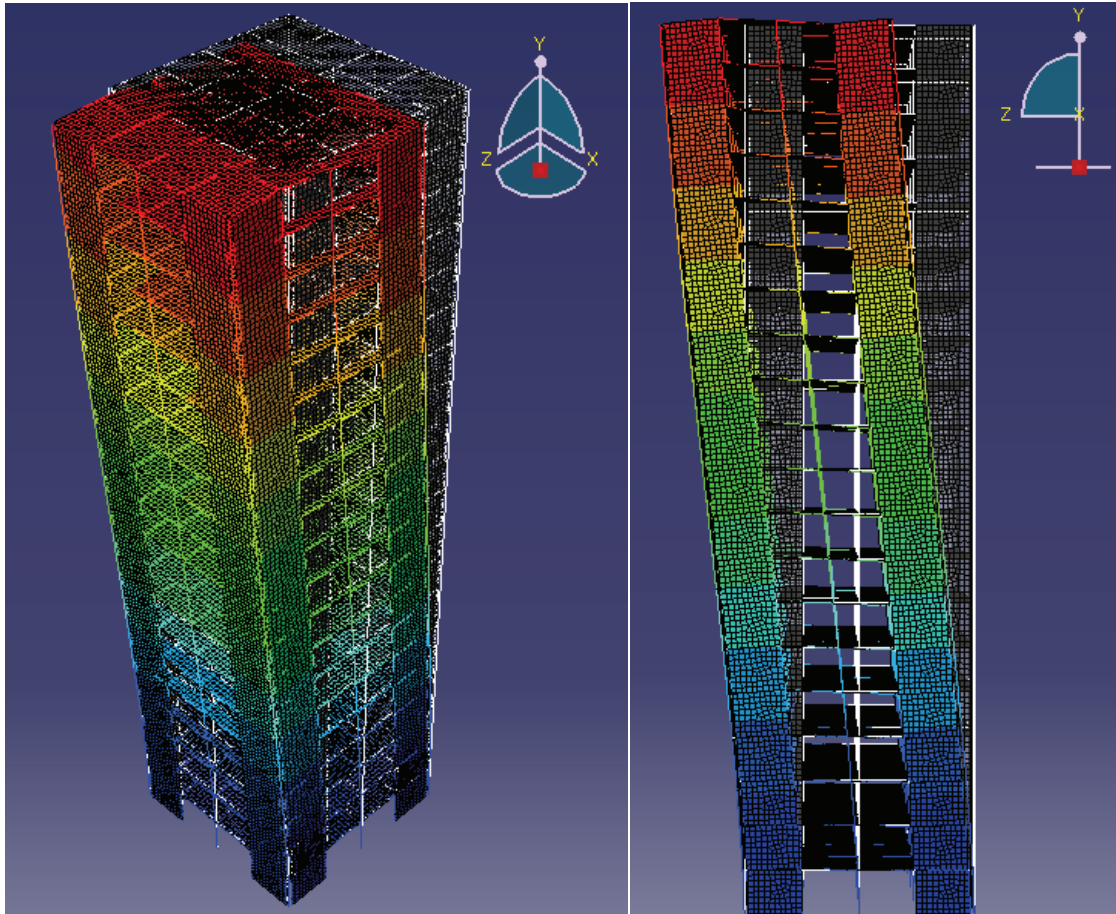
Svingeformen forblir identisk, men egenfrekvensen øker med 7,9 % til 0,145. Bidraget fra gulvdekker til stivhet i horisontalplanet er altså ikke stort, og det kan antas at tidligere resultater fra modeller uten gulv er relativt presise.

## 5.2 Skiver

Konstruksjoner uten annen avstivning enn rammehjørner med rotasjonsstivhet får en svært lav egenfrekvens. Det er derfor nødvendig å se på effekten av innsatte skiver.

### 5.2.1 Skiver langs hjørner

For å gi så stor frihet i fasadebruk som mulig, er første alternativ å se på to kolonner med skiver langs hjørnene av bygget. Denne løsningen gir god mulighet for å føre ned krefter og momenter gjennom de to skiveradene.

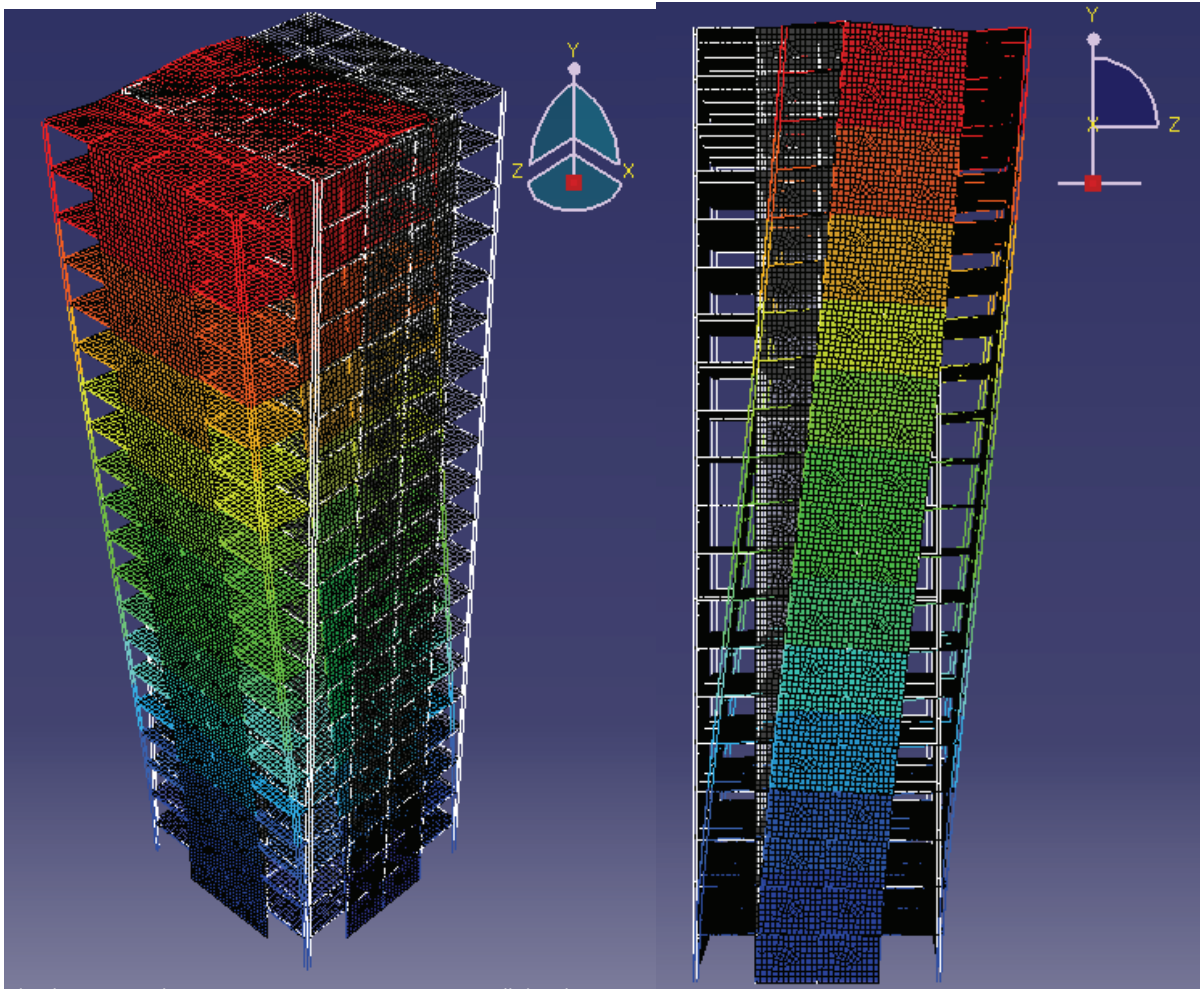


**Figur 8: Svingeform for konstruksjon med skiver langs hjørner. Egenfrekvens er på 0,269 Hz.**

Egenfrekvensen øker som en følge av dette til 0,269 Hz. Som vi ser på figuren over, oppstår det problemer når det skal overføres krefter mellom de to skiveradene, og man får en svingeform som er dominert av skjærdeformasjoner.

### 5.2.2 Skiver langs midt

Neste løsningsalternativ består i to kolonner med skiver langs midten av fasadene. Tanken bak løsningen er den samme som i forrige kapittel.



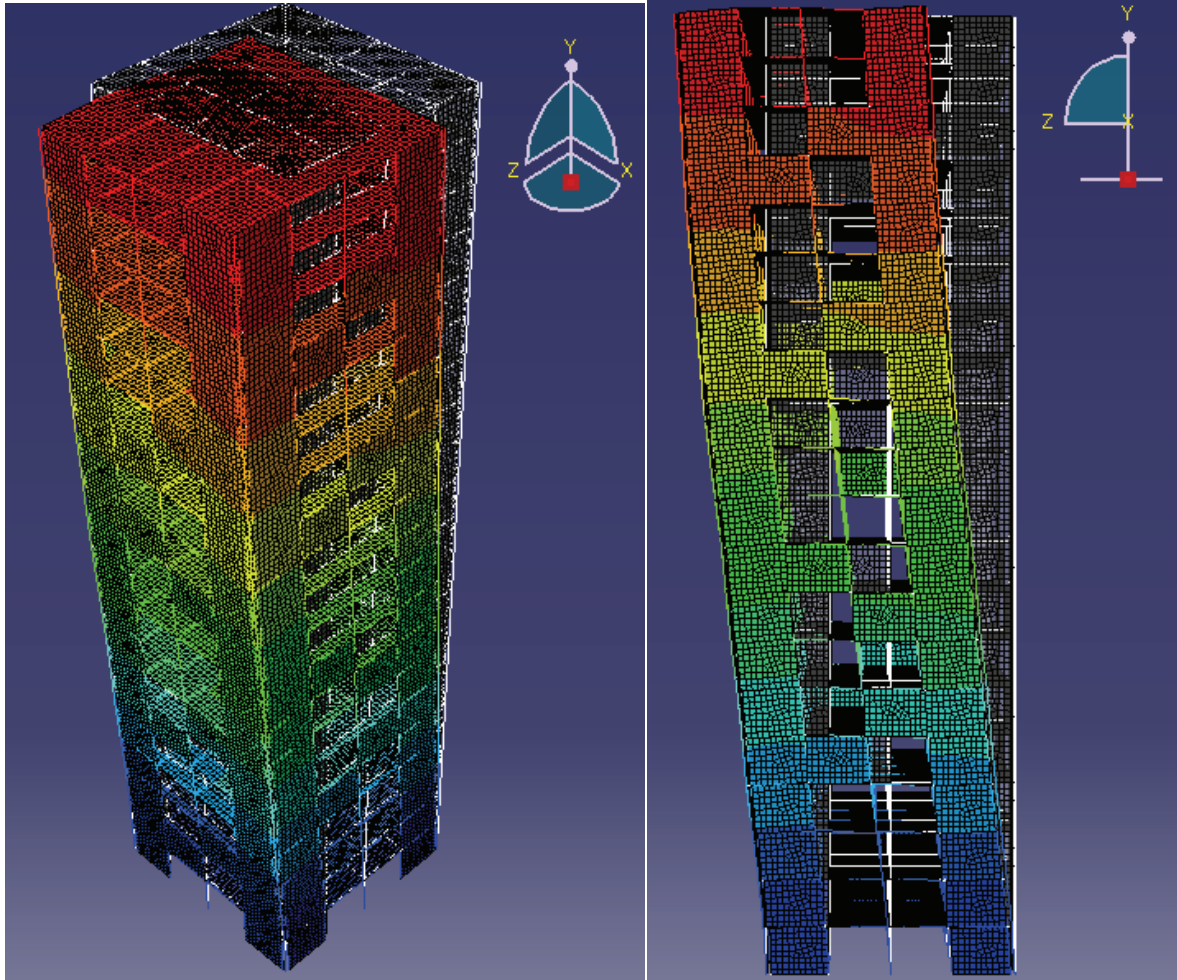
**Figur 9: Svingeform for konstruksjon med skiver langs midt.**

Eigenfrekvensen blir i denne modellen på 0,306 Hz, altså noe høyere enn for foregående modell. Svingeformen er imidlertid fortsatt dominert av skjærdeformasjoner, og vi ser at det blir store deformasjoner i konstruksjonens hjørner.



### 5.2.3 Torsjonsspiral

For å få overført skjærkrefter mellom de to skiveradene, kan det være et alternativ å benytte en torsjonsspiral. Designet her består av to motsatt rettede spiraler og i tillegg to skiver per fasade for å unngå at store partier ikke har noen mulighet for kraftoverføring. Designet fremgår i figur 10.

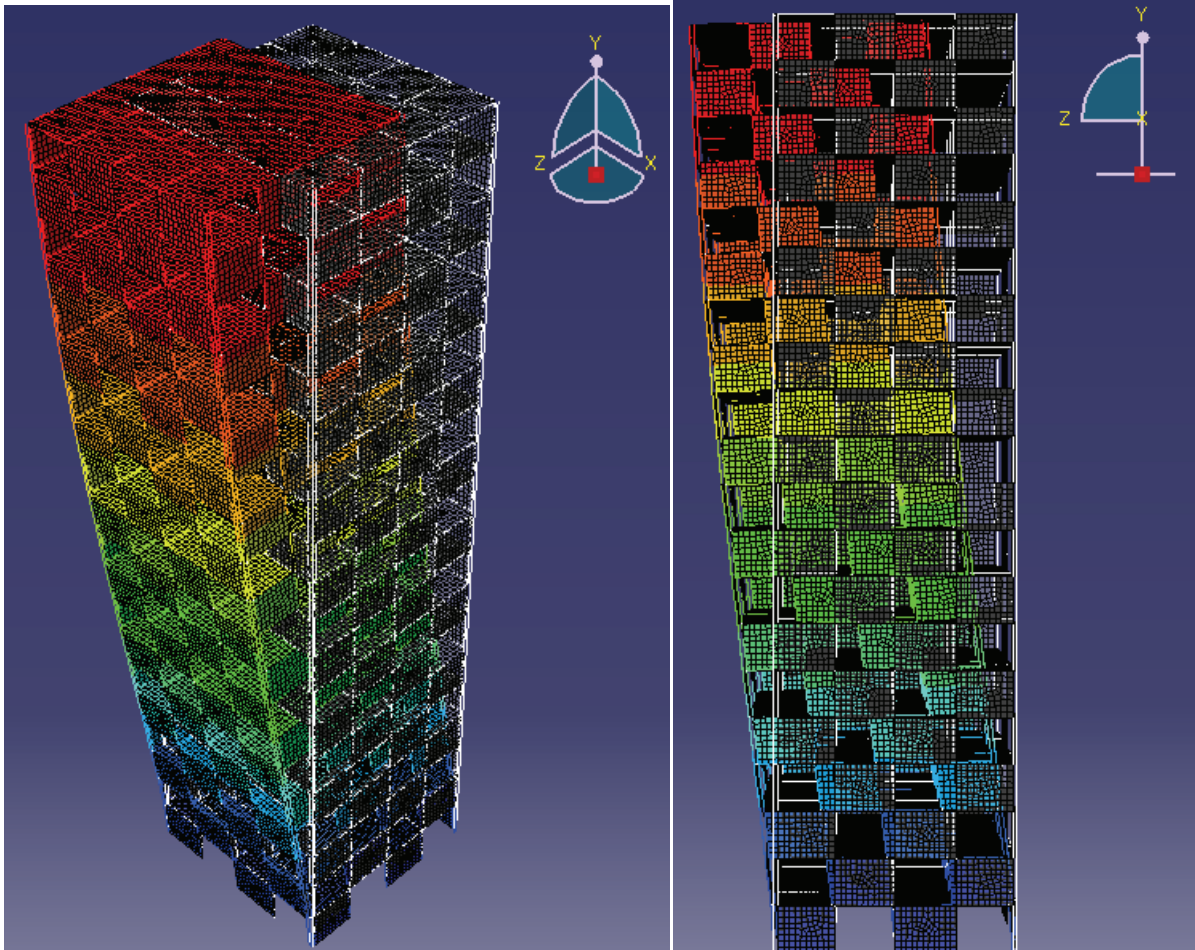


**Figur 10: Første svingform for konstruksjon med torsjonsspiraler**

Modifikasjonene øker egenfrekvensen til 0,333 Hz, men svingformen er fortsatt dominert av skjær, og man får uregelmessige deformasjoner i de åpne delene av fasadene.

### 5.2.4 Ruter

Et design der man lager et rutemønster ved innsetting av skiver i annen hver rammeåpning vil trolig være bedre egnet enn tidligere design til å overføre krefter og momenter gjennom skivene og ned til grunnen, i stedet for at det blir store belastninger på bjelker og søyler. Designet gir også gode muligheter for å slippe inn lys, og overlater halve fasaden til fri bruk.

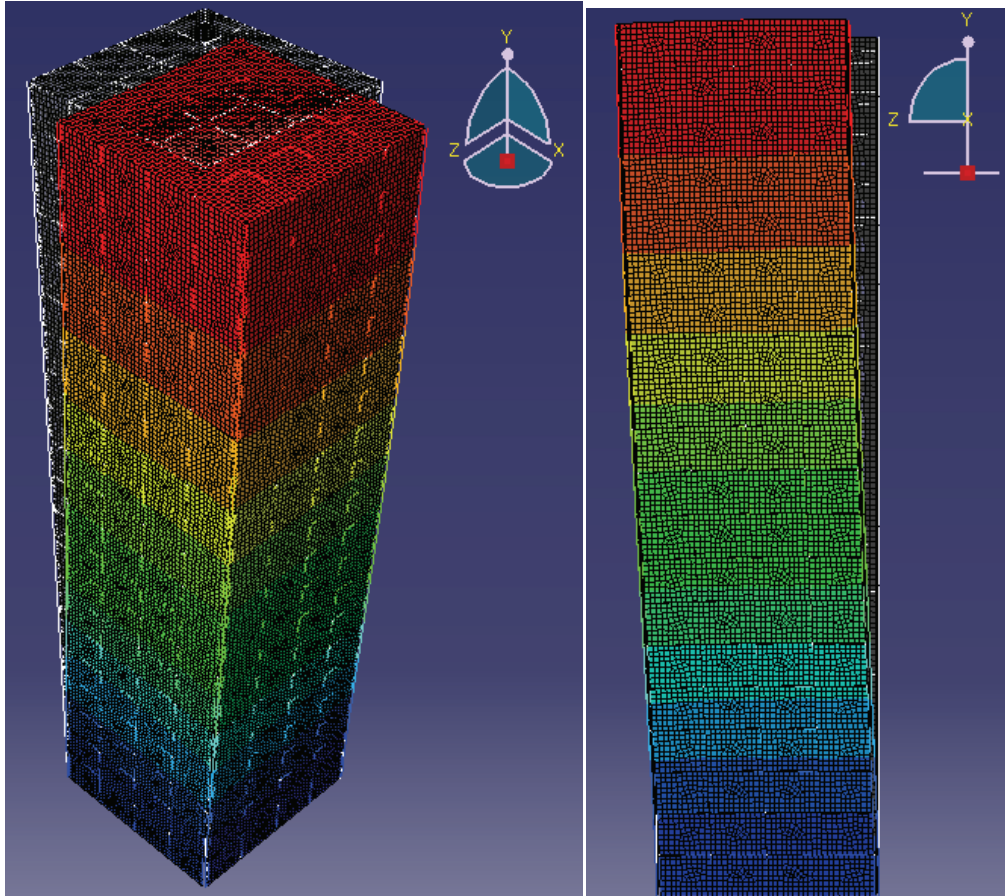


**Figur 11: Første svingeform for konstruksjon med skiver i rutemønster**

Denne konstruksjonen får en egenfrekvens på 0,365 Hz, en økning på 89,3 % i forhold til konstruksjonen uten skiver. Svingeformen er også tilbake til bøyning.

### 5.2.5 Hele bygget

Som sammenligningsgrunnlag, og også for å se om konstruksjonsmetoden er mulig å gjennomføre, er det relevant å se på et bygg der hele bygget er dekket med skiver. En slik løsning vil kreve utsparringer i skivene for å slippe inn lys, og setter begrensninger til designet av bygningen.



**Figur 12: Svingeform for konstruksjon der hele bygget er dekket med skiver**

Konstruksjonen får med dette designet en egenfrekvens på 0,457 Hz. Dette er fortsatt lavt, og selv om det er mulig å opprettholde en konstruksjon med såpass lav egenfrekvens, er det ikke optimalt.

### **5.3 Endring av egenskaper**

Ettersom egenfrekvensen er fortsatt er lav etter innsetting av, vil det være relevant å se på muligheten for å endre forskjellige stivhetsegenskaper. Dette kan være økt E-modul for skiver, økt fjærstivhet i innfesting av skivene eller økt rotasjonsstivhet i rammehjørner. Endringene er utført på konstruksjonsløsningen der alle yttervegger er dekt med skiver, dersom ikke annet er spesifisert.

#### **5.3.1 Økt E-modul**

Ved å øke E-modulen for de avstivende skivene vil de kunne gi økt bidrag til konstruksjonens stivhet. Det er imidlertid ønskelig å holde E-modulen lavere enn det som er oppnåelig for massivtre, slik at det vil være mulig å foreta utsparring til vinduer og lignende i skivene.

Dersom man dobler E-modulen til 10 000 MPa, vil egenfrekvensen øke til 0,488 Hz.

#### **5.3.2 Økt fjærstivhet**

Fjærstivheten som ble brukt som innfestingsstivhet for skivene var hentet fra prosjektoppgaven min i høst, der en verdi på 100 000 kN/m<sup>2</sup> ble funnet som optimal. Det er mulig å benytte høyere verdier, og disse er regnet ut i vedlegg D. Hvor stor fjærstivhet som er hensiktsmessig vil trolig ha sammenheng med E-modulen som blir anvendt i skivene.

Ved å øke fjærstivheten til den maksimalt tillatte, blir den nye egenfrekvensen 0,582 Hz.

#### **5.3.3 Økt E-modul og økt stivhet**

Om man øker både fjærstivhet til maksimal verdi og E-modulen til 10 000 MPa, gir det en økning i egenfrekvens til 0,661 Hz. En løsning der man krever så høy E-modul i tillegg til at alle åpninger er dekket av skiver, er ikke optimal med tanke på lysforhold i bygget.

#### **5.3.4 Økt skivetykkelse og tilhørende innfestingsstivhet**

Man kan også øke stivheten til skivene ved å øke tykkelsen. Dette vil også gi mulighet for å doble fjærstivheten, som øker med samvirkende areal mellom søyler/bjelker og skiver. Dersom man øker tykkelsen til det dobbelte, 400 mm, og fjærstivheten tilsvarende, vil ny egenfrekvens bli på 0,673 Hz. Denne endringen vil også bidra til å senke akselerasjon ved at massen vil øke.

#### **5.3.5 Økt E-modul og tykkelse**

Om man i tillegg til resten av endringene i 5.3.4 øker E-modul til 10 000 MPa, vil egenfrekvensen øke ytterligere til 0,7525 Hz.

#### **5.3.6 Ruter med tykke skiver**

For å gi en mulighet der det åpnes en større del av fasaden, er det også interessant å se på hvordan egenfrekvensen for en løsning med bruk av rutemønster påvirkes av doblet skivetykkelse. Ny egenfrekvens blir på 0,569 Hz.

#### **5.3.7 Ruter med tykke skiver og økt E-modul**

For ruteløsningen er man ikke like avhengig av utsparringer i skivene, og kan trolig tillate en høyere E-modul. Ved dobling av E-modulen til 10 000 MPa, vil egenfrekvensen bli på 0,639 Hz.



### **5.3.8 Rotasjonsstivhet**

Løsningene med skiver i rutemønster og i alle rammer, gjør at konstruksjonen er svært lite avhengig av rotasjonsstivhet i rammehjørnene. Dersom man tar bort all rotasjonsstivhet i fra samtlige forbindelser, vil egenfrekvensen kun reduseres med 1,3 % for rutekonstruksjonen.

Det vil dermed være økonomisk å benytte rammehjørner uten rotasjonsstivhet for disse avstivningsløsningene.

### **5.4 Avstivning fra betong**

Dersom man har trappe- og heissjakter i betong, vil de også ha et bidrag til konstruksjonens stivhet. Dette er ikke medregnet i de numeriske analysene i Abaqus, men bidraget kan beregnes med en grovt forenklet modell, for å se om det vil ha vesentlig effekt. Dersom man betrakter konstruksjonen som en utkraget bjelke, påført last fra vind, vil stivheten avhenge av EI. E-modul for betong ligger på omtrent 2-3 ganger den for limtre. Dersom vi antar at det er full kobling mellom tresøylene, vil tverrsnittet gi en  $I_{tre}$  på  $1,01 \times 10^{15} \text{ mm}^4$ .

Om vi for enkelhets skyld antar at betongsjakten tar form som en 6 meter lang vegg med tykkelse på 250 mm, som danner en "flens" 6 m fra nøytralaksen, vil denne få en  $I_{betong}$  på omtrent  $1,08 \times 10^{14} \text{ mm}^4$ .

Sjakten vil dermed grovt regnet kunne gi et stivhetsbidrag på 20-30 % av det rammekonstruksjonen i tre gjør. For den aktuelle konstruksjonen, der man ser ut til å være avhengig av avstivende skiver for å ta opp mesteparten av vertikalkreftene, kan dette bidraget regnes som relativt lite.

Det kunne imidlertid vært fire ganger høyere om man valgte å sette betongsjaktene i utkanten av bygget. Avstivende sjakter i betong kan være et alternativ til å bidra med stivhet i konstruksjoner som ikke er like avhengig av skiveavstivning som eksempelbygget.

## **6 Resultater**

For å se hvordan de forskjellige avstivningsløsningene oppfører seg i praksis, er det aktuelt å se på hvordan eksempelbygget oppfører seg i forhold til statisk belastning og hvilke akselerasjoner som oppstår.

### **6.1 Statisk last**

I kapittel 5 har det blitt vist forskjellige løsninger for avstivning av eksempelbygget, og tre av løsningene skal nå undersøkes for statisk last.

- Løsning 1: Bygg uten avstivende skiver
- Løsning 2: Bygg med skiver over hele konstruksjonen (skiver på 400 mm, med E-modul på 10 000 MPa)
- Løsning 3: Bygg med skiver i rutemønster (skiver på 400 mm med E-modul på 10 000 MPa)

Dette gir resultater for den enkleste konstruksjonen, den med best resultater for egenfrekvens og den som trolig er mest aktuell for bruk.

Hovedvekt i oppgaven har ligget på dynamikk, og de statiske analysene er i hovedsak utført for å se om det oppstår problemer i forhold til utbøyning eller spenninger i søylene. Resultater for skiver, dekker og bjelker er derfor ikke diskutert i særlig grad.

#### **6.1.1 Løsning 1: Ingen skiver**

Om denne oppfyller kravene, vil i utgangspunktet også de andre situasjonene oppfylle krav.

Ved modellering i bruksgrensetilstand får vi allerede en utbøyning på 2,5 meter i toppen av bygget. Dette er godt over anbefalt verdi på  $L/200 = 0,4$  m. Konstruksjonen regnes dermed ikke som stiv nok, og vil ikke bli bearbeidet videre.

Siden konstruksjonen ikke er stiv nok uten skiver, blir de avstivende skivene en del av bæresystemet, og må dermed også tåle et brannforløp i bygget. Dette vil trolig stille krav til tykkelsen på skivene.

#### **6.1.2 Løsning 2: Skiver over hele**

Bruksgrensetilstand gir en sideveis utbøyning på 67 mm i toppen av konstruksjonen, godt innefor krav.

I konstruksjonen blir skjærkrefter og momenter i høy grad tatt opp av skiver, og er svært små i søylene. Dimensjonerende aksialkrefter blir i kantsøyler og hjørnesøyler, nederst på baksiden av konstruksjonen. Det oppstår her aksialtrykk på henholdsvis 3100 kN og 1900 kN, som tilsvarer spenninger på 8,9 MPa og 11,9 MPa. Verdiene er godt innenfor anbefalte verdi for Gl32c på 26,5 MPa. [6.4]

#### **6.1.3 Løsning 3: Skiver i rutemønster**

Rutemønsteret gir 104 mm sideveis utbøyning i toppen av konstruksjonen i bruksgrensetilstand.

Også i denne konstruksjonsformen blir størsteparten av momenter og skjærkrefter tatt opp av skiver, men det oppstår likevel momenter i kantsøylene ved etasjeskillene. Momentene er i størrelsesorden 70 kNm, noe som tilsvarer en spenning på 0,83 MPa, altså uvesentlige.

Maksimale aksialkrefter oppstår i søylene nederst på baksiden av konstruksjonen, og er på 3400 kN for kantsøylene og 2200 kNm i hver av de tre hjørnesøylene. Dette gir spenninger på 9,7 MPa og 13,8 MPa, godt innenfor tillatte verdier.

## 6.2 Akselerasjon

Akselerasjoner for de ulike løsningene er utregnet i henhold til metoden angitt i kapittel 3.

### 6.2.1 Konstruksjoner uten avstivende skiver

Resultatene fra konstruksjonene uten skiver har akselerasjoner som ifølge ISO-10137 er i området mellom ”noe ukomfortabel” og ”ukomfortabel”. Når vi i tillegg har fra statistisk analyse at de gir en utbøyning på 2,5 meter i toppen av bygget, er det klart at disse konstruksjonene ikke kan benyttes uten noen form for ekstra horisontal avstivning.

Tabell 6: Egenfrekvens og akselerasjon for konstruksjoner med uten skiver.

Avstivning	1. egenfrekvens (Hz)	Endring	Akselerasjon (m/s <sup>2</sup> )	Endring
Uten gulv	0,1344	-	0,850	-
Med gulv	0,1450	7,9 %	0,839	-1,3 %

### 6.2.2 Konstruksjoner med avstivende skiver

Ved å benytte avstivende skiver i forskjellige mønstre, økes egenfrekvensen og akselerasjonene vil synke. Resultater for egenfrekvenser og tilhørende akselerasjoner er gitt i tabell under. For første runde med skiveløsninger ligger fortsatt akselerasjonene som oppstår fortsatt i grenselandet mellom ”litt ukomfortabel” og ”noe ukomfortabel”. Akselerasjonsverdiene for disse konstruksjonene ansees ikke som akseptable.

Tabell 7: Egenfrekvens og akselerasjon for konstruksjoner med avstivende skiver. Prosentvis endring oppgitt i forhold til konstruksjon uten skiver

Avstivning	1. egenfrekvens (Hz)	Endring	Akselerasjon (m/s <sup>2</sup> )	Endring
Skiver langs hjørner	0,2690	85,5 %	0,677	-19,3 %
Skiver langs midt	0,3060	111,0 %	0,632	-24,7 %
Torsjonsspiral	0,3328	129,5 %	0,602	-28,2 %
Ruter	0,3648	151,6 %	0,568	-32,3 %
Hele	0,4571	215,2 %	0,487	-42,0 %

### 6.2.3 Konstruksjoner med avstivende skiver og endrede skiveegenskaper

Ved å forbedre enkelte av egenskapene for skivenes innfesting, tykkelse og E-modul, økes også egenfrekvensen. Endringene er utført først testet i konstruksjon der hele fasaden er innsatt med skiver, og så for konstruksjon med skiver i rutemønster. De mest aktuelle

konstruksjonene er trolig en fra hver kategori, der skivenes materialegenskaper er best mulig (merket med \* i tabell 8).

For disse to avstivningsløsningene ligger akselerasjonen henholdsvis rett over og rett under grenseverdien for ”ikke ukomfortabel” i henhold til ISO-2631-1. Alle verdiene ligger likevel godt over anbefalt verdi (ca 0,06 m/s<sup>2</sup>) for sine aktuelle egenfrekvenser i forhold til ISO-10137.

**Tabell 8: Egenfrekvens og akselerasjon for konstruksjoner med avstivende skiver, og endringer i material- eller innfestingsegenskaper. Prosentvis endring oppgitt i forhold til tilsvarende konstruksjon uten endringer i skiveegenskaper.**

Avstivning	1. egenfrekvens (Hz)	Endring	Akselerasjon (m/s <sup>2</sup> )	Endring
E-modul 10 000 MPa	0,4880	6,8 %	0,463	-4,9 %
Maks fjærstivhet	0,5823	27,4 %	0,402	-17,5 %
Maks fjærstivhet + E-modul 10 000	0,6606	44,5 %	0,320	-34,3 %
Dobbel tykkelse + maksimal fjærstivhet	0,6733	47,3 %	0,315	-35,3 %
Dobbel tykkelse + dobbel fjærstivhet og E-modul 10 000 *	0,7525	64,6 %	0,284	-41,7 %
Ruter med dobbel tykkelse og maksimal fjærstivhet	0,5685	55,8 %	0,365	-35,7 %
Ruter, dobbel tykkelse og E-modul 10 000 *	0,6394	75,3 %	0,33	-41,9 %

Swecos fagverkmodell er trolig beregnet for egenfrekvens uten å ta hensyn til økt masse fra betong. Dersom dette er tilfelle, vil egenfrekvensen for modell med betongsjakt ligge ca 15-20 % lavere, på ca 0,85 Hz. Dette gir en akselerasjonsverdi på 0,32 m/s<sup>2</sup>, ganske nært skivekonstruksjonene.

#### 6.2.4 Redusert vindlast

Verdiene som er oppgitt i tabellene 6-8 over, er for en vindbelastning med returperiode på 50 år, mens returperioden tilhørende kravene i ISO-10137 er på et år. Som vi ser i tabellen under er kravet om akselerasjon ikke oppfylt for noen av konstruksjonsforslagene, selv med returperiode på et år.

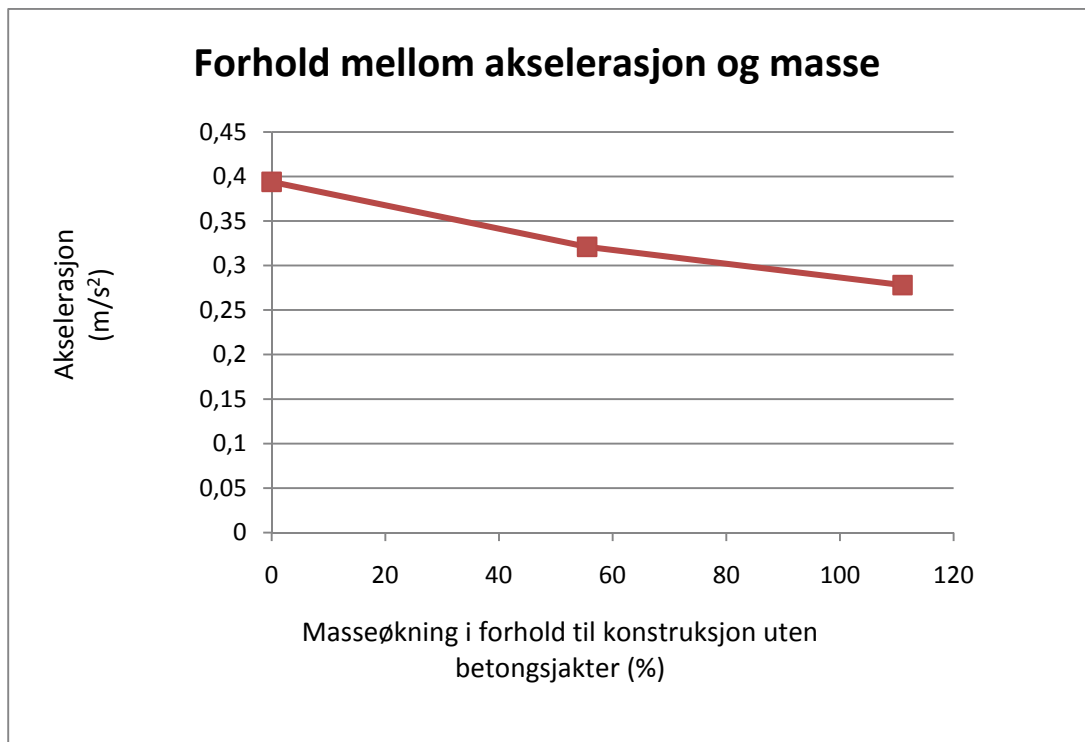
**Tabell 9: Akselerasjon fra vindlast med ulik returperiode**

Konstruksjon	Akselerasjon (m/s <sup>2</sup> )-returperiode 50 år	Akselerasjon (m/s <sup>2</sup> )-returperiode 10 år	Akselerasjon (m/s <sup>2</sup> )-returperiode 1 år	Krav fra ISO-10137
Skiver over hele	0,284	0,235	0,128	0,068
Skiver i rutemønster	0,330	0,273	0,151	0,073

### 6.2.5 Masse- akselerasjon

En undersøkelse av tre forskjellige avstivningsløsninger med økt og minsket masse viser klart at for de aktuelle tilfellene er det positivt for akselerasjonsverdien å øke massen.

Ved å innføre trappesjakter i betong, øker man konstruksjonens masse med nesten 50 %, og dette senker akselerasjonsverdiene med 16-20 %, avhengig av avstivningen som er valgt. Effekten er så stor fordi trekonstruksjonen har lav egenvekt.



Figur 13: Forhold mellom akselerasjon og masseøkning for konstruksjon med skiver over hele fasaden

Dersom vi tar med 0,3 x nyttelast i beregningen (tilsvarende 12 960 kg/m, 18 % økning), vil akselerasjonen synke med omtrent 15 %. Tar man med hele nyttelasten, tilsvarer det en økning av massen på 63 %. Dette vil det gi en reduksjon i akselerasjon på 36 %.

## 7 Diskusjon

Her blir det sett på optimal avstivningsløsning, mål på verdier som må oppnås og hvordan dette kan gjøres.

### 7.1 Anbefalt avstivningssystem

De mest funksjonelle avstivningsløsningene ved bruk av avstivende skiver er så langt bruk av skiver over hele konstruksjonen, eller innsetting av skiver i rutemønster. Ved bruk av skiver i hele konstruksjonen er det nødvendig med utsparringer i skivene, noe som trolig vil gi lavere stivhet for konstruksjonen.

#### 7.1.1 Sammenligning med fagverk

De skiveavstivede konstruksjonene får egnefrekvens på 0,753 og 0,639 Hz for henholdsvis skiver over hele og i ruter. Sweco har beregnet mer eller mindre tilsvarende bygg med fagverk til å ha en egenfrekvens på 1,02 Hz [18], men dette er trolig uten masse fra betongsjakter og 15-20 % for høyt. Dersom man tar utgangspunkt i dette, ligger likevel egenfrekvensen for fagverkskonstruksjonen 12 – 33 % høyere enn for skivekonstruksjonene. Dette gir en akselerasjon med returperiode på et år som er på 0,145 m/s<sup>2</sup>. Grunnen til at akselerasjonen er såpass høy, til tross for høyere egenfrekvens, er at skivekonstruksjonene har noe høyere masse fra skivene.

Bruk av rammekonstruksjoner med avstivende skiver kan altså oppnå relativt like resultater som bruk av fagverk som avstivning.

### 7.2 Grenseverdier for modifikasjon

Resultatene har så langt vist at det kreves ytterligere modifikasjoner for å oppfylle kravene som stilles til akselerasjoner. Områdene det er enklest å endre på er konstruksjonens demping, stivhet og masse. Tabell 10 viser hvor store endringer som må til ved å kun endre på en av parametrene, mens en kombinasjon trolig er mest aktuelt.

For å se hvor store endringer som må gjennomføres for å oppfylle akselerasjonskravene, kan man se hvor mye parametre som masse pr meter, egenfrekvens (stivhet) og demping må endres for å oppfylle kravene fra ISO-10137. Dersom vi tar utgangspunkt i en returperiode på 1 år, og tilsvarende reduksjon i vindlast får vi resultatene angitt i tabell 10 under.

Tabell 10: Parameterverdier for tilfredsstillende akselerasjoner

	Logaritmisk dekrement av demping, $\delta_s$	Egenfrekvens (Hz)	Masse (kg/m)
Skiver rutemønster	0,50 (502 %)	1,53 (139 %)	185 000 (269 %)
Skiver i hele	0,35 (338 %)	1,53 (103 %)	155 000 (225 %)

Om vi ser på maksimale akselerasjoner som oppstår over en femtiårsperiode fra disse verdiene, vil de alle være under 0,14 m/s<sup>2</sup>. Dette er under halvparten av grenseverdien mellom ”ikke ukomfortabel” og ”litt ukomfortabel” i henhold til ISO-2631-1. Verdien ansees som akseptabel for akselerasjon som oppstår hvert 50. år. Fra dette kan man videre anta at en reduksjon i returperioden for vindlast til et år gir akseptable verdier for akselerasjoner som skal benyttes mot krav i ISO-10137.

### **7.2.1 Demping**

Verdien for demping er i utgangspunktet satt konservativt, og dersom man hadde benyttet den minst konservative verdien, ville det totale logaritmiske dekrementet vært ca dobbelt så stort. Dette hadde igjen ført til akselerasjoner av halve størrelsen. Det er altså mulig at demping fra konstruksjonen vil være større enn antatt, men det er ikke anbefalt å ta utgangspunkt i dette.

For å øke verdien kan man benytte akselerasjonsdempere av ulike slag. Det finnes her en rekke forskjellige alternativer som varierer i effekt, virkemåte og kostnad. For å motvirke resonans, bør det uansett være installert en akselerasjonsdemper som motvirker svingning i samme frekvens som egenfrekvensen.

### **7.2.2 Egenfrekvens**

Det er fortsatt muligheter for å øke egenfrekvensen, og på denne måten få tilfredsstillende akselerasjonskravene. Blant mulighetene her er det fortsatt mulig å øke E-modul på massivtreskivene ytterligere, og det er trolig også mulig å optimalisere geometri og egenskaper på andre konstruksjonsdeler ytterligere. Bidragene av dette vil trolig være for små til å alene kunne oppfylle kravene.

Det vil trolig være behov for en grunnmur/parkeringskjeller i betong i bygget, og ved å også la første og eventuelt andre etasje være utformet i betong, vil man oppnå høyere stivhet i den kritiske sonen nederst i bygget. Ved å øke stivhet og minske utbøyning her, bidrar man også til mindre utbøyninger og akselerasjoner i toppen av bygget. Det kan også muliggjøre fast innspenning av søylene nederst i konstruksjonen, og på denne måten øke stivheten.

Et annet alternativ kan være å benytte en kjerne i betong, som en utvidelse av trappesjaktene. Som vist i kapittel 5.4, vil dette trolig ikke ha veldig stor effekt på stivhet og egenfrekvens, men vil i tillegg til å øke stivheten noe bidra til økt masse for konstruksjonen.

### **7.2.3 Masse**

Massen i bygget i beregningene er kun den som inngår i bæresystemet og betongsjakter, og vil øke med kledning, innredning og nyttelast. Dette gir et bidrag til å minske akselerasjonene som oppstår, men vil neppe være i den størrelsesordenen som trengs for å oppnå økningen som er nødvendig.

De enkleste tiltakene for å øke massen er å benytte mer betong i trappesjakter, eller ha en kjerne av betong som foreslått over. Det kan også være aktuelt å øke tykkelsen i dekker eller sette tunge installasjoner i toppen av bygget.

### 7.3 Maksimalt etasjetall

Undersøkelser av Stub[12], utført for en konstruksjon med grunnflate på 7 x 7 m, indikerte at egenfrekvensen varierer med høyden omtrent etter sammenhengen:

$$(4) \quad n_1 = n_0 \frac{h_0}{h_1}$$

Der:

$n_1$  er ny egenfrekvens

$n_0$  er original egenfrekvens

$h_0$  er original høyde

$h_1$  er ny høyde

Om vi antar at denne sammenhengen også gjelder for eksempelbygget med avstivning, kan vi se hvor mange etasjer man kan ha med forskjellig avstivning.

**Tabell 11: Maksimalt antall etasjer**

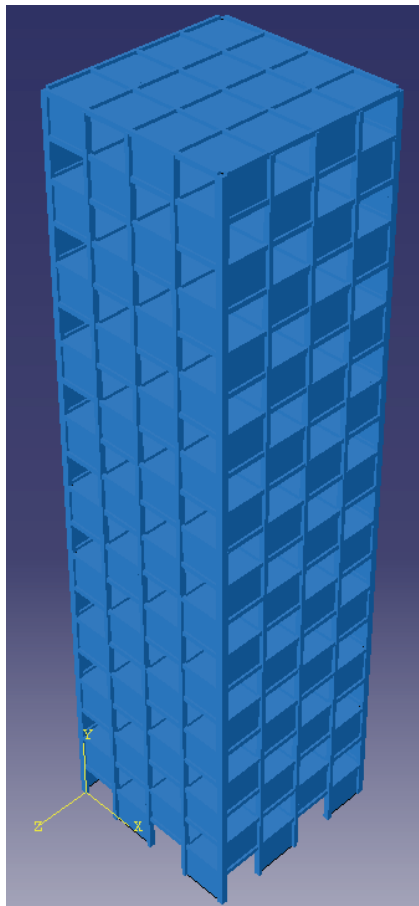
Avstivning	Antall etasjer	Ny egenfrekvens (Hz)	Ny akselerasjon (m/s <sup>2</sup> )
Skiver i ruter	8	1,60	0,054
Skiver over hele	10	1,51	0,059

Til sammenligning vil fagverkkonstruksjonen kunne oppnå 9 etasjer om vi antar en egenfrekvens på 0,85 Hz, eller 11 etasjer for en ureduert egenfrekvens på 1,02 Hz.



## 8 Konklusjon

For bruk av rammekonstruksjoner, er en løsning der konstruksjonen i tillegg til rotasjonsstivhet i hjørner, avstives med avstivende skiver i et rutemønster mest aktuell. Konstruksjonen gir åpne flater i 50 % av bygget, samtidig som den gir små utbøyninger i topp og små spenninger i søyler. Den er heller ikke avhengig av rotasjonsstivhet i rammehjørnene.



**Figur 14: Anbefalt avstivningsløsning**

Løsningen har en egenfrekvens på 0,639 Hz. Dette gir en akselerasjon med returperiode på et år på  $0,151 \text{ m/s}^2$ . Akselerasjonen er større enn en anbefalt verdi på  $0,073 \text{ m/s}^2$ , og for å tilfredsstille kravene, kreves det visse endringer i konstruksjonen. Eksempler på endringer som kan bedre dette kan være:

- Betongkjerne i bygget (bidrar med økt stivhet og masse)
- Betong i nederste etasjer (økt stivhet)
- Økt masse
- Bruk av akselerasjonsdempere

Sistnevnte er kanskje den enkleste, mest effektive og økonomiske løsningen.

Resultatene for denne konstruksjonen, sett sammen med tidligere resultater, tyder på at man kan sette opp bygninger på opp til 8 etasjer uten ytterligere avstivningstiltak med denne konstruksjonsformen.

## **9 Videre arbeid**

For å gå videre med bruk av avstivende skiver, vil det være nødvendig å finne effekten av utsparringer i disse. Det bør undersøkes hvordan størrelse og form på åpninger påvirker stivhetsbidrag. Dersom det er mulig med store åpninger uten vesentlig effekttap, vil det også være mulig å benytte skiver over hele flatene. Hvilke krefter som oppstår hvor, bør undersøkes både i lab og med numeriske analyser.

Det bør også undersøkes om forbindelsene som er modellert mellom skivene og søyler/bjelker er realistiske og gjennomførbare.

For fremtidige prosjekter bør man også se på bruk av betong, både med tanke på bruk i de nederste etasjene, og til bruk som avstivende kjerne. Her er det spesielt interessant å undersøke forbindelsene mellom betong- og tredel av konstruksjonen.

For et 20-etasjers bygg vil det i utgangspunktet være behov for bruk av akselerasjonsdempere. Effekten av ulike sorter bør undersøkes, samt hvilke typer som er optimale for konstruksjoner i tre.

Det kan også være hensiktsmessig å utføre numeriske simuleringer av vindlast for å finne årlig akselerasjon, og sammenligne denne med utregning fra NS-EN 1991-1-4.

For neste steg med numerisk modellering bør det trolig også benyttes elementer i tre dimensjoner, da en- og todimensjonale viste helt klare begrensinger med tanke på realistiske forbindelser.

## Referanser

- [1] *Håndbok 45 trehus*, Norges byggforskningsinstitutt, 8 utgave, (1997)
- [2] Geir Glasø, *Fokus på tre nr 32: Fleretasjes trehus*, TreFokus (2008)
- [3] Joachim Seehusen, *Mjøsa kan få verdens lengste trebru*, Teknisk ukeblad, (publisert 13.4.2010)
- [4] Joachim Seehusen, *Verdens høyeste trehus i Kirkenes*, Teknisk ukeblad, (publisert 21.4.2010)
- [5] follomal.no lest: 12/12-09
- [6] Øystein Ugelstad og Marius Hansen, *Høyere Tre Hus*, Masteroppgave, NTNU (2008)
- [7] *Forskrift om krav til byggverk og produkter til byggverk*, Statens byggtekniske etat, (1997)
- [8] Bjørn Runar Sodeland, *Alle gode ting er massivtre*, Hus og bolig nr. 1-05
- [9] <http://www.designbuild-network.com/projects/stadthaus-leaf/> lest: 7.9.09
- [10] Johan Vessby og Kirsi Salmela, *Limnologen i Växjö*, Bygg&Teknik nr. 2-07.
- [11] <http://www.mimoo.eu/projects/Norway/Trondheim/Strandveien%2037> lest: 15.12.09
- [12] Marit Stub, *Dynamiske egenskaper til høye trebygninger*, masteroppgave, NTNU, (2009)
- [13] Magnus Bae og Ida Næss Høvik, *Stive forbindelser i fleretasjes trehus*, Masteroppgave UMB, (2006)
- [14] Vidar Wang Lutnæs, *Stive knutepunkter i rammekonstruksjoner av tre*, Masteroppgave UMB(2007)
- [15] Kjell Arne Malo, Professor i konstruksjonsanalyse, Personlig meddelelse 10.6.10
- [16] Åsmund Tøsse, *Dynamiske egenskaper i høye trehus*, Prosjektoppgave, NTNU, (2009)
- [17] Rune Abrahamsen, Sivilingeniør, Sweco, Personlig meddelelse 1.2.10
- [18] Rune Abrahamsen, Sivilingeniør, Sweco, Personlig meddelelse, 18.2.10
- [18] ISO-2631-1: *Mekaniske vibrasjoner og støt, Bedømmelse av hvordan helkroppsvibrasjoner virker inn på mennesker - Del 1: Generelle krav*, Standard Norge (2003)
- [19] NS 3490: *Prosjektering av konstruksjoner - Krav til pålitelighet*, Standard Norge, 2. utgave, (2004)
- [20] ISO-2631-2 *Mekaniske vibrasjoner og støt, Bedømmelse av hvordan helkroppsvibrasjoner virker inn på mennesker - Del 2: Vibrasjoner i bygninger 1-80 Hz*, Standard Norge (2003)
- [21] ISO 10137 *Bases for design of structures – Serviceability of buildings against vibrations*, Standard Norge, (2008)

- [22] Eurokode 1: *Laster på konstruksjoner Del 1-4: Allmenne laster – Vindlaster*, Standard Norge, (2009)
- [23] Anders Rønnquist, Førsteamanuensis i konstruksjonsanalyse ved NTNU, Personlig meddelelse, 26.5.10
- [24] Anil K.Chopra, *Dynamics of structures*, 3.utgave (2007)
- [25] NS-EN 1194 *Trekonstruksjoner, Limtre, Fasthetsklasser og bestemmelse av karakteristiske verdier*, Standard Norge, (1999)
- [26] Eurokode 1: *Laster på konstruksjoner, Del 1-1: Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger*, Standard Norge (2002)
- [27] *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-3: Allmenne laster - Snølaster*, Standard Norge (2003)
- [28] NS-EN 1990: *Eurokode - Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*, Standard Norge (2002)

## **Tabelliste**

Tabell 1: Veiledende grenseverdi for egenfrekvens i NS 3490 .....	7
Tabell 2: Akselerasjon og menneskelig respons .....	7
Tabell 3: Nyttelast i etasjer.....	14
Tabell 4: Vindtrykk på konstruksjonen.....	15
Tabell 5: Materialeegenskaper for limtre.....	16
Tabell 6: Egenfrekvens og akselerasjon for konstruksjoner med uten skiver.....	28
Tabell 7: Egenfrekvens og akselerasjon for konstruksjoner med avstivende skiver.....	28
Tabell 8: Egenfrekvens og akselerasjon for konstruksjoner med avstivende skiver, og endringer i material- eller innfestingsegenskaper. . . . .	29
Tabell 9: Akselerasjon fra vindlast med ulik returperiode.....	29
Tabell 10: Parameterverdier for tilfredsstillende akselerasjoner.....	31
Tabell 11: Maksimalt antall etasjer .....	33

## **Figurliste**

Figur 1: Limtrebjelker med spesiell geometri, dimensjoner og lange spenn i bruk.....	1
Figur 3: Verdens høyeste bolighus i tre .....	3
Figur 2: Norges høyeste trehus, boligblokk i Trondheim .....	3
Figur 4: Akseptkrav for akselerasjon ( $A$ ) i forhold til egenfrekvens ( $f_0$ ).....	8
Figur 5: Modellert forbindelse mellom skive og ramme.....	17
Figur 6: Første svingeform for første utkast av modell. Egenfrekvens 0,134 Hz.....	18
Figur 7: Svingeform for modell med gulv .....	19
Figur 8: Svingeform for konstruksjon med skiver langs hjørner.. ..	20
Figur 9: Svingeform for konstruksjon med skiver langs midt. ....	21
Figur 10: Første svingeform for konstruksjon med torsjonsspiraler .....	22
Figur 11: Første svingeform for konstruksjon med skiver i rutemønster.....	23
Figur 12: Svingeform for konstruksjon der hele bygget er dekket med skiver.....	24
Figur 13: Forhold mellom akselerasjon og masseøkning.....	30
Figur 14: Anbefalt avstivningsløsning .....	34

**Vedlegg**

Vedlegg A: Akselerasjon

Vedlegg B: Statiske laster

Vedlegg C: Konstruksjonsfaktoren  $c_s c_d$

Vedlegg D: Fjærstivhet

## Vedlegg A: Akselerasjonsberegninger

Akselerasjon,  $a$ , er gitt i NS-EN 1991-1-4, seksjon B.4 som:

$$(A.1) \quad a(z) = \sigma_{a,x}(z) \cdot k_p$$

Der

$\sigma_{a,x}(z)$  er standardavviket for den karakteristisk vindinduserte akselerasjonen i vindretning

$k_p$  er toppfaktoren

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

Der:

$c_f$  er kraftfaktoren

$\rho$  er luftdensiteten, satt lik 1,25 kg/m<sup>3</sup>

$b$  er konstruksjonens bredde

$I_v(z_s)$  er turbulensintensiteten i høyde  $z_s$  over bakken, funnet i vedlegg B til 0,118

$v_i(z_s)$  er stedsvindhastighet  $z_s$  over bakken, funnet i vedlegg B som 41,8 m/s

$R$  er roten av resonansandelen av respons

$K_x$  er den dimensjonsløse faktoren

$m_{1,x}$  er ekvivalent masse i vindretninger, tilnærmet lik masse / høyde

$n_{1,x}$  er fundamental egenfrekvens for konstruksjonens vibrasjoner i vindretning

$\Phi_{1,x}$  er fundamental egensvingeform i vindretning

$z_s$  er referansehøyden, oppgitt i NS-EN 1991-1-4, figur 6.1 som 0,6 \* h = 48 m

Kraftfaktoren,  $c_f$ , kan beregnes fra NS-EN 1991-1-4, seksjon 7.6:

$$(A.3) \quad c_f = c_{f,0} \cdot \psi_r \cdot \psi_\lambda$$

Der

$c_{f,0}$  er kraftfaktoren for rektangulære tverrsnitt med skarpe hjørner, gitt som 2,1 for den aktuelle konstruksjonen i NS-EN 1991-1-4, figur 7.23

$\psi_r$  er reduksjonsfaktoren for avrundede hjørner, lik 1,0 for uavrundede hjørner

$\psi_\lambda$  er endeeffekt faktoren for konstruksjonsdeler med fri omstrømning om endene, og er lik 0,67 i følge NS-EN 1991-1-4, seksjon 7.13

Resonansandel av respons er gitt i NS-EN 1991-1-4, seksjon B.2

$$(A.4) \quad R^2 = \frac{\pi^2}{2\delta} \cdot S_L(z_s, n_{1,x}) \cdot R_h(\eta_h) \cdot R_b(\eta_b)$$

Der

$\delta$  er logaritmisk dekrement av demping

$S_L$  er den dimensjonsløse spektrale tetthetsfunksjonen

$R_h, R_b$  er de aerodynamiske admittansfunksjonene

Logaritmisk dekrement for demping er oppgitt i NS-EN 1991-1-4, F.5 som:

$$(A.5) \quad \delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d$$

Der

$\delta_s$  er logaritmisk dekrement av konstruksjonens demping, gitt i kapittel 3

$\delta_a$  er logaritmisk dekrement av aerodynamisk demping for egensvingeformen,

$\delta_d$  er logaritmisk dekrement av demping fra spesielle anretninger

Logaritmisk dekrement av aerodynamisk demping er oppgitt i NS-EN 1991-1-4, F.5 som

$$(A.6) \quad \delta_a = \frac{c_f \cdot \rho \cdot b \cdot v_m(z_s)}{2 \cdot n_1 \cdot m_e}$$

Der

$c_f$  er kraftfaktoren

$\rho$  er luftens densitet, 1,25 kg/m<sup>3</sup>

$b$  er konstruksjonens bredde

Den dimensjonsløse spektrale tetthetsfunksjonen,  $S_L$ , er gitt i NS-EN 1991-1-4, seksjon B.1:

$$(A.7) \quad S_L(z_s, n_{1,x}) = \frac{6,8 \cdot f_L(z,n)}{(1+10,2 \cdot f_L)^{5/3}}$$

Der

$f_L$  er dimensjonsløs frekvens



Dimensjonsløs frekvens er oppgitt i NS-EN 1991-1-4, seksjon B.1 som:

$$(A.8) \quad f_L(z, n) = \frac{n_{1,x} \cdot L(z)}{v_m(z)}$$

Der

$L(z)$  er turbulenslengdeskalaen

Turbulenslengdeskalaen representerer den gjennomsnittlige vindkaststørrelsen og er gitt i NS-EN 1991-1-4, seksjon B.1 som:

$$(A.9) \quad L(z) = L_t \cdot \left(\frac{z}{z_t}\right)^\alpha$$

Der

$L_t$  er referanselengdeskalaen, lik 300 m

$z_t$  er referansehøyden, lik 200 m

$\alpha$  er lik  $0,67 + 0,05 \cdot \ln(z_0) = \underline{0,44}$

De aerodynamiske admittansfunksjonene er gitt i NS-EN 1991-1-4, seksjon B.2 kan finnes fra:

$$(A.10) \quad R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 \cdot \eta_h^2} (1 - e^{(-2\eta_h)})$$

$$(A.11) \quad R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2 \cdot \eta_b^2} (1 - e^{(-2\eta_b)})$$

Hvor

$$(A.12) \quad \eta_h = \frac{4,6 \cdot h}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x})$$

$$(A.13) \quad \eta_b = \frac{4,6 \cdot b}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x})$$

Der

$f_L$  er dimensjonsløs frekvens

$L(z)$  er turbulenslengdeskalaen

Den dimensjonsløse faktoren,  $K_x$ , er gitt i NS-EN 1991-1-4, seksjon B.4 som:

$$(A.14) \quad K_x = \frac{(2 \cdot \zeta + 1) \cdot \{(\zeta + 1) \cdot [\ln(\frac{z_s}{z_0}) + 0,5] - 1\}}{(1 + \zeta)^2 \cdot \ln(\frac{z_s}{z_0})}$$

Der

$\zeta$  er eksponenten for egensvingeformen, gitt i NS-EN 1991-1-4, F.3

$z_0$  er ruhetslengden, lik 0,01

Fundamental egensvingeform,  $\Phi_1$ , er gitt i NS-EN 1991-1-4, F.3 som

$$(A.15) \quad \Phi_1(z) = \left(\frac{z}{h}\right)^\zeta$$

Der

$\zeta$  er eksponenten for egensvingeformen, gitt i NS-EN 1991-1-4, F.3 for aktuell konstruksjon som 0,6.

$h$  er konstruksjonens høyde

Ekvivalent masse kan for utkragede konstruksjoner kan i følge NS-EN 1991-1-4, F.4 beregnes som gjennomsnittsmassen i øverste tredel av konstruksjonen. Siden massen er jevnt fordelt utover konstruksjonen, tilsvarer dette total masse delt på høyde.

$$(A.16) \quad m_{1,x} = \frac{M}{h}$$

Der

$M$  er total masse for konstruksjonen

$h$  er konstruksjonens høyde

Toppfaktoren,  $k_p$ , beregnes ifølge NS-EN 1991-1-4, B.2 egenfrekvensen etter følgende formel:

$$(A.17) \quad k_p = \sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)}}$$

Der:

$T$  er midlingstiden for stedsvindhastighet, lik 600 s

$v$  er oppkryssingsfrekvensen

Oppkryssingsfrekvensen,  $v$ , er gitt i NS-EN 1991-1-4, B.4 som:

$$(A.18) \quad v = n_{1,x}$$

$$(A.1) \quad a(z) = \sigma_{a,x}(z) \cdot k_p = 0,0714 \cdot 3,668 = \underline{0,839 \text{ m/s}^2}$$

$$(A.2) \quad \begin{aligned} \sigma_{a,x}(76) &= \frac{c_f \cdot \rho \cdot b \cdot I_V(z_s) \cdot v_m^2(z_s)}{m_{1,x}} \cdot R \cdot K_x \cdot \phi_{1,x}(76) \\ &= \frac{1,407 \cdot 1,25 \cdot 24 \cdot 0,118 \cdot 41,8}{59920} \cdot 1,375 \cdot 1,357 \cdot 0,97 = \underline{0,264} \end{aligned}$$

$$(A.3) \quad c_f = c_0 \cdot \psi_r \cdot \psi_\lambda = 2,1 \cdot 1,0 \cdot 0,67 = \underline{1,407}$$

$$(A.4) \quad \begin{aligned} R^2 &= \frac{\pi^2}{2\delta} \cdot S_L(z_s, n_{1,x}) \cdot R_h(\eta_h) \cdot R_b(\eta_b) \\ &= \frac{\pi^2}{2 \cdot 0,164} \cdot 0,0662 \cdot 0,5 \cdot 0,787 \end{aligned}$$

$$\underline{R^2 = 1,892}$$

$$\underline{R = 1,375}$$

$$(A.5) \quad \delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d = 0,0628 + 0,102 = \underline{0,164}$$

$$(A.6) \quad \delta_a = \frac{c_f \cdot \rho \cdot b \cdot v_m(z_s)}{2 \cdot n_{1,x} \cdot m_e} = \frac{1,44 \cdot 1,25 \cdot 24 \cdot 41,8}{2 \cdot 0,145 \cdot 59920} = \underline{0,102}$$

$$(A.7) \quad S_L(z_s, n_{1,x}) = \frac{6,8 \cdot f_L(z,n)}{(1+10,2 \cdot f_L)^{5/3}} = \frac{6,8 \cdot 2,88}{(1+10,2 \cdot 2,88)^{5/3}} = \underline{0,160}$$

$$(A.8) \quad f_L(z, n) = \frac{n_{1,x} \cdot L(z)}{v_m(z)} = \frac{0,145 \cdot 160}{41,8} = \underline{0,555}$$

$$(A.9) \quad L(z_s) = L_t \cdot \left(\frac{z}{z_t}\right)^\alpha = 300 \cdot \left(\frac{48}{200}\right)^{0,44} = \underline{160 \text{ m}}$$

$$(A.10) \quad \begin{aligned} R_h &= \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 \cdot \eta_h^2} (1 - e^{(-2\eta_h)}) = \frac{1}{6,625} - \frac{1}{2 \cdot 6,625^2} (1 - e^{(-2 \cdot 6,625)}) \\ &= \underline{0,500} \end{aligned}$$

$$(A.11) \quad \begin{aligned} R_b &= \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2 \cdot \eta_b^2} (1 - e^{(-2\eta_b)}) = \frac{1}{1,987} - \frac{1}{2 \cdot 1,987^2} (1 - e^{(-2 \cdot 1,987)}) \\ &= \underline{0,787} \end{aligned}$$

$$(A.12) \quad \eta_h = \frac{4,6 \cdot h}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x}) = \frac{4,6 \cdot 80}{160} \cdot 2,88 = \underline{1,277}$$

$$(A.13) \quad \eta_b = \frac{4,6 \cdot b}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x}) = \frac{4,6 \cdot 24}{160} \cdot 2,88 = \underline{0,383}$$

$$(A.14) \quad K_x = \frac{(2 \cdot \zeta + 1) \cdot \{(\zeta + 1) \cdot [\ln(\frac{z_s}{z_0}) + 0,5] - 1\}}{(1 + \zeta)^2 \cdot \ln(\frac{z_s}{z_0})} = \frac{(2 \cdot 0,6 + 1) \cdot \{(0,6 + 1) \cdot [\ln(\frac{48}{0,01}) + 0,5] - 1\}}{(1 + 0,6)^2 \cdot \ln(\frac{48}{0,01})}$$

$$\underline{K_x = 1,357}$$

$$(A.15) \quad \Phi_1(z) = \left(\frac{z}{h}\right)^\zeta = \left(\frac{76}{80}\right)^{0,6} = \underline{0,97}$$

$$(A.16) \quad m_{1,x} = \frac{M}{h} = \underline{59\,920 \text{ kg/m}}$$

$$(A.17) \quad k_p = \sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)}}$$

$$= \sqrt{2 \cdot \ln(0,145 \cdot 600)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(0,145 \cdot 600)}}$$

$$k_p = \underline{3,19}$$

$$(A.18) \quad v = n_{1,x} = \underline{0,145 \text{ Hz}}$$

## **Vedlegg B: Statiske laster**

### **Nyttelast**

Nyttelast for kontorbygg skal i følge NS-EN 1991-1-1: 2002, tabell 6.2 være 3,0 kN/m<sup>2</sup>. Denne skal for fleretasjes hus multipliseres med følgende reduksjonsfaktor:

$$(B.1) \quad \alpha_n = \frac{2+(n-2)\cdot\psi_0}{n}$$

Der

n er antall etasjer over belastet område

$\Psi_0$  er satt som 0,7 i NS-EN 1990, tabell A1.1

Dette gir følgende resultater: (B.1)

Etasje nr	$\alpha_n$	Nyttelast, q (kN/m <sup>2</sup> )
2	0,73	2,2
3	0,73	2,2
4	0,74	2,2
5	0,74	2,2
6	0,74	2,2
7	0,74	2,2
8	0,75	2,2
9	0,75	2,3
10	0,75	2,3
11	0,76	2,3
12	0,77	2,3
13	0,78	2,3
14	0,79	2,4
15	0,80	2,4
16	0,82	2,5
17	0,85	2,6
18	0,90	2,7
19	1,00	3

## **Snølast**

Snølast i Sør-Varanger er i følge NS-EN 1991-1-3, 5.2 (3) gitt av:

$$(B.2) \quad s = \mu_i \cdot c_e \cdot c_t \cdot s_k$$

Der

$s_k$  er karakteristisk snølast på mark, gitt som 4,0 kN/m<sup>2</sup> i NS-EN 1991-1-3, tabell N.A.4.1

$\mu_i$  er snølastens formfaktor, gitt som 0,8 i NS-EN 1991-1-3, tabell 5.1

$c_e$  er eksponeringskoeffisienten, anbefalt verdi gitt som 1,0 i NS-EN 1991-1-3, 5.2(7)

$c_t$  er den termiske koeffisienten, anbefalt verdi gitt som 1,0 i NS-EN 1991-1-3, 5.2(8)

Dermed blir snølasten satt til:

$$(B.2) \quad s = \underline{\underline{3,2 \text{ kN/m}^2}}$$

## Vindlast

Bygget skal oppføres i Sør-Varanger, og i det blir antatt i terrengkategori I.

Vindkraft på bygget beregnes fra NS-EN 1991-1-4, seksjon 5.3:

$$(B.3) \quad F_w = c_s c_d \cdot \sum w_e \cdot A_{ref}$$

Der

$F_w$  er kraft fra vind

$c_s c_d$  er konstruksjonsfaktoren, beregnet i vedlegg C

$w_e$  er utvendig trykk på konstruksjonsdel i referansehøyde  $z_e$

$A_{ref}$  er referanseareal

Utvedning trykk,  $w_e$ , er definert i NS-EN 1991-1-4, seksjon 5.2:

$$(B.4) \quad w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$$

Der

$q_p(z_e)$  er vindkasthastighetstrykket ved referansehøyde  $z_e$

$c_{pe}$  er formfaktoren for det utvendige trykket, gitt i NS-EN 1991-1-4, tabell 7.1

Vindkasthastighetstrykket er definert i NS-EN 1991-1-4, seksjon 4.5:

$$(B.5) \quad q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot 0,5 \cdot \rho \cdot v_m^2(z)$$

Der

$\rho$  er luftdensitet, lik  $1,25 \text{ kg/m}^3$

$I_v(z)$  er turbulensintensiteten i høyde  $z$  over terrenget

$V_m^2(z)$  er stedsvindhastigheten i høyde  $z$  over terrenget



Turbulensintensiteten,  $I_v$ , er definert i NS-EN 1991-1-4, seksjon 4.4:

$$(B.6) \quad I_v(z) = \frac{k_l}{c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)}$$

Der

$k_l$  er turbulensfaktoren, anbefalt verdi lik 1,0

$c_0$  er terrengformfaktoren, satt lik 1,0

$z_0$  er ruhetsfaktoren, for terrengkategori I lik 0,01

Stedsvindhastigheten,  $v_m$ , kan i følge NS-EN 1991-1-4, seksjon 4.3.1 beregnes fra følgende formel:

$$(B.7) \quad v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b$$

Der

$c_r$  er ruhetsfaktoren

$c_0$  er terrengformfaktoren, satt lik 1,0

$v_b$  er basisvind, gitt som 29 m/s i NS-EN 1991-1-4, tabell NA.4(901.1)

Ruhetsfaktoren kan i følge NS-EN 1991-1-4 seksjon 4.3.2 beregnes som:

$$(B.8) \quad c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$$

Der

$z_0$  er ruhetslengden, for terrengkategori I lik 0,01

$k_r$  er terrengruhetsfaktoren, i NS-EN 1991-1-4, tabell NA.4.1 satt lik 0,17

Vindlasten på bygget blir da:

$$(B.3) \quad F_w = c_s c_d \cdot \sum w_e \cdot A_{ref}$$

Konstruksjon uten skiver,  $n = 0,145$ ,  $c_s c_d = 1,189$  gir  $w_e \cdot c_s c_d$  lik

z	$W_e(z) - A$ (kN/m <sup>2</sup> )	$W_e(z) - B$ (kN/m <sup>2</sup> )	$W_e(z) - D$ (kN/m <sup>2</sup> )	$W_e(z) - E$ (kN/m <sup>2</sup> )
24	2494	1663	1663	1288
32	2636	1758	1758	1362
40	2749	1833	1833	1420
48	2843	1896	1896	1469
56	2924	1949	1949	1511
80	3114	2076	2076	1609

$$(B.4) \quad w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$$

z	$w_e(z) - A$ (kN/m <sup>2</sup> ) Sug fremste del av sidevegg	$w_e(z) - B$ (kN/m <sup>2</sup> ) Sug bakre del av sidevegg	$w_e(z) - D$ (kN/m <sup>2</sup> ) Trykk på fremside	$w_e(z) - E$ (kN/m <sup>2</sup> ) Sug på bakside
24	-2097	-1398	1398	-1084
32	-2217	-1478	1478	-1146
40	-2312	-1542	1542	-1195
48	-2391	-1594	1594	-1236
56	-2459	-1639	1639	-1271
80	-2619	-1746	1746	-1353

Fra NS-EN-1991-1-4, tabell 7.1:

	A	B	D	E
$c_{pe}$	-1,2	-0,8	0,8	-0,62

$$(B.5) \quad q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot 0,5 \cdot \rho \cdot v_m^2(z)$$

$$(B.6) \quad I_v(z) = \frac{k_l}{c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)}$$

$$(B.7) \quad v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b$$

$$(B.8) \quad c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$$

z	c <sub>r</sub> (z)	v <sub>m</sub> (z), (m/s)	I <sub>v</sub> (z)	q(z)
24	1,323	38,37	0,12848	1748
32	1,372	39,79	0,12390	1848
40	1,410	40,89	0,12057	1927
48	1,441	41,79	0,11798	1993
56	1,467	42,55	0,11587	2049
80	1,528	44,31	0,11127	2183

### Vedlegg C: Konstruksjonsfaktoren $c_d c_s$

I følge NS-EN 1991-1-4, seksjon 6.3.1 kan konstruksjonsfaktoren  $c_s c_d$  regnes ut fra følgende formel:

$$(C.1) \quad c_s c_d = \frac{1+2 \cdot k_p \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1+7 \cdot I_v(z_s)}$$

Der

$k_p$  er toppfaktoren

$I_v(z_s)$  er turbulensintensiteten, funnet i vedlegg B som 0,118

$B^2$  er bakgrunnsfaktoren som tar hensyn til at trykket på konstruksjonen ikke er fullt korrelert

$R^2$  er resonansfaktoren, som kompenserer for at turbulens i resonans med vibrasjonsfrekvensen forekommer. Utregning av denne er beskrevet i vedlegg A.

$z_s$  er referansehøyden, oppgitt i NS-EN 1991-1-4, figur 6.1 som  $0,6 \cdot h = 48$  m

Toppfaktoren  $k_p$  er oppgitt i NS-EN 1991-1-4, B.2 som:

$$(C.2) \quad k_p = \sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)}}$$

Der:

$T$  er midlingstiden for stedsvindhastighet, lik 600 s

$v$  er oppkryssingsfrekvensen

Oppkryssingsfrekvensen er gitt i NS-EN 1991-1-4, B.2 som:

$$(C.3) \quad v = n_{1,x} \cdot \sqrt{\frac{R^2}{R^2 + B^2}}$$

Der

$n_{1,x}$  er fundamental egenfrekvens

$B^2$  er bakgrunnsfaktoren som tar hensyn til at trykket på konstruksjonen ikke er fullt korrelert

$R^2$  er resonansfaktoren, som kompenserer for at turbulens i resonans med vibrasjonsfrekvensen forekommer. Utregning av denne er beskrevet i vedlegg A.

Bakgrunnsfaktoren er gitt i NS-EN 1991-1-4, B.2 som:

$$(C.4) \quad B^2 = \frac{1}{1+0,9 \left(\frac{b+h}{L(z_s)}\right)^{0,63}}$$

For egenfrekvenser over 0,5, blir  $c_s c_d$  under 1, og blir konservativt satt lik 1,0.

$$(C.1) \quad c_s c_d = \frac{1+2 \cdot k_p \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1+7 \cdot I_v(z_s)} = \frac{1+2 \cdot 3,245 \cdot 0,118 \cdot \sqrt{0,593 + 1,892}}{1+7 \cdot 0,118}$$

$$c_s c_d = \underline{1,189}$$

$$(C.2) \quad k_p = \sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)}}$$

$$= \sqrt{2 \cdot \ln(0,127 \cdot 600)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(0,127 \cdot 600)}} = \underline{3,146}$$

$$(C.3) \quad v = n_{1,x} \cdot \sqrt{\frac{R^2}{R^2 + B^2}} = 0,145 \cdot \sqrt{\frac{1,892}{1,892 + 0,593}} = \underline{0,127}$$

$$(C.4) \quad B^2 = \frac{1}{1+0,9 \left(\frac{b+h}{L(z_s)}\right)^{0,63}} = \frac{1}{1+0,9 \left(\frac{24+80}{160}\right)^{0,63}} = \underline{0,593}$$

## Vedlegg D: Maksimal fjærstivhet i skivefester

Bjelkeligningsformel:

$$u = F * L / EA \rightarrow F/u = k = EA/L$$

Der:

$k$  = fjærstivhet i N/m

$E = E_{c90}$  for Gl32c = 460 N/mm<sup>2</sup>

$A$  = belastet areal

$L$  = lengde, i dette tilfellet bjelke- eller søylehøyde

Maksimal fjærstivhet for søyle:

$$A = 4000 \text{ mm} \times 200 \text{ mm} = 800\,000 \text{ mm}^2$$

$$L = h = 0,7 \text{ m}$$

$$k_{\text{søyle,max}} = 5,26 \times 10^8 \text{ N/m}$$

$$k_{\text{max}/2} = \underline{\underline{3,68 \times 10^8 \text{ N/m}}}$$

Maksimal fjærstivhet for bjelke:

$$A = 5150 \text{ mm} \times 200 \text{ mm} = 1\,030\,000 \text{ mm}^2$$

$$L = h = 0,5 \text{ m}$$

$$k_{\text{bjelke,max}} = \underline{\underline{4,74 \times 10^8}}$$

Maksimal fjærstivhet gulvskiver:

$$A = 5150 \times 180 = 927\,000$$

$$k_{\text{gulv}} = \underline{\underline{5,33 \times 10^8}}$$