



Kunnskap for en bedre verden

Avstivningssystem i fleretasjes trehus; en sammenligning av skjærskiver i betong og massivtre

Ola Kvarberg og Jan Tidemand Grosch

Gradering: Åpen

Bachelor i ingeniørfag - bygg

Innlevert: Mai 2019

Veileder: Anders Björnfot

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet

Institutt for vareproduksjon og byggingteknikk

Oppgavens tittel:	Dato: 19.05.2019		
Avstivningssystem i fleretasjes trehus; en sammenligning av skjærskiver i betong og massivtre	Antall sider: 79		
	Masteroppgave:	Bacheloroppgave	x
Navn: Ola Kvarberg og Jan Tidemand Grosch			
Veileder: Anders Björnfot			
Eventuelle eksterne faglige kontakter/ veiledere: Magne Aanstad Bjertnæs, Sweco Lillehammer			

Sammendrag:

Større konstruksjoner av tre blir stadig mer populært på grunn av miljøeffektene det gir å bruke tre i stedet for mer tradisjonelle byggematerialer som stål og betong. Oppgaven ser på hvordan man så materialeeffektivt som mulig kan bruke skiver av massivtre i avstivningssystemet i stedet for betong. Det er et krav at modellene i massivtre er like gode eller bedre enn betongmodellen, både med tanke på stivheten konstruksjonen får og dens dynamiske egenskaper med tanke på kravene som stilles til komfort.

Det er bygd opp en grunnmodell med avstivningssjakt av betong, og mange modeller med avstivningssystem ved hjelp av massivtreelementene krysslaminterte treskiver. KLT modellene varierer plassering, tykkelse, lengde og hvordan de er festet til hverandre.

For å teste modellene er FEM-programmet Robot brukt for å kunne gjøre mange og nøyaktige modelleringer på kort tid.

Oppgaven viser at sjakter som er fast innspent i hverandre, er effektivt og gir stor stivhet. Den viser at for å oppnå gode avstivningsegenskaper på en materialeeffektiv måte er det fordel med lange vegger framfor tykke vegger. Det er også sett på effekten av å ha flere vegger som stiver av om svak akse enn sterk akse. Det er også dette som gir den mest materialeeffektive løsningen. Stivheten fra én sjakt alene viser seg å ikke være godt nok; derfor legges det inn to ekstra vegger som gir den ekstra stivheten som trengs. Dette gir bedre både statiske og dynamiske egenskaper enn grunnmodellen i betong.

Stikkord:

Avstivningssystem
Skjærskiver
Fleretasjes trehus
Kryss-lamintert-tre

Ola Kvarberg

Jan Tidemand Grosch

Abstract

Taller constructions built with timber are growing in popularity, because of the environmental effects that comes from replacing the more traditional building material steel and concrete, with timber. This thesis looks at how to use walls of timber in lateral steadying instead of concrete in the most material effective way as possible. It is a criterion that the timber models are as good or better than the concrete model, both in stiffness and in dynamic response. The dynamic response in the models are compared in ISO 10137 comfort criteria.

There has been made one model with stiffening core of concrete, and several models using timber shear walls with cross-laminated-timber elements. The CLT-models are varying placement, thickness, length and how the walls are fixed to each other.

To test these models, the FEM-program Robot are used. Robot helps with doing a high number of tests with high accuracy in short time.

The study shows that cores that are fixed to each other are effective, and that they also give a higher amount of stiffness than cores that is not fixed to each other. It also shows that long walls give high stiffness in a more material effective way than thick walls. The effect of having more walls working in the construction's weak axis than the strong axis is also shown. It is this solution that shows to be the most material effective solution. The stiffness from one core alone will not give enough stiffness. With two extra shear walls the timber-building will achieve the lateral stiffness it needs for having better static and dynamic characteristics than the concrete model.

Forord

Denne bacheloroppgaven markerer slutten av en 3 årig ingeniørutdanning i Bygg, konstruksjonsteknikk ved Norges tekniske-naturvitenskaplige universitet (NTNU). Oppgaven er skrevet for Sweco våren 2019. Arbeidet utgjør 20 studiepoeng.

Tema for oppgaven er gitt av Magne Aanstad Bjertnæs fra Sweco. Magne ga oss denne oppgaven i håp om å finne en standard løsning på å bruke tre istedenfor betong, noe vi synes virket interessant og ville undersøke nærmere.

Denne oppgaven har gitt oss kunnskap om Finite-Element-programmer, fordeler og utfordringer ved egenskapene til KLT og dens begrensninger, samt om dynamikken i høye bygninger. Arbeidet har gitt stor innsikt i utfordringene med å bygge i tre, og har økt interessen for tre som materiale.

Vi ønsker å takke

Magne Aanstad Bjertnæs for oppgaven og støtte underveis.

Anders Björnfot vår hovedveileder for mange gode råd underveis i oppgaven, og for oppfølging og interesse i oppgaven.

Ola Kvarberg

Jan Tidemand Grosch

Gjøvik, 19.05.2019

Innholdsfortegnelse

Abstract	3
Forord	4
Figurliste	8
Tabelliste	10
1 Innledning.....	11
1.1 Bakgrunn	11
1.2 Målsetting og problemstilling.....	12
1.3 Avgrensning.....	13
2 Teori	14
2.1 Avstivningssystem med skjærskiver	14
2.2 Materialeegenskaper tre	15
2.2.1 Kryss-laminert-tre (KLT)	16
2.2.2 Stivhetsmatrise	17
2.3 Plassering av skjærskiver.....	18
2.3.1 Stabile skivesystemer	18
2.3.2 Plassering i konstruksjonen	20
2.3.3 Effekt av sammenkoblede skjærvegger.....	21
2.4 Stivhet	23
2.4.1 Deformasjon fra bjelketeori	24
2.4.2 Deformasjon fra bøye- og skjærstivhet	25
2.5 Dynamiske beregninger	27
2.5.1 Egenfrekvens og svingeform.....	27
2.5.2 Demping	28
2.5.3 Akselerasjon	29
2.5.4 Komfortkrav	30
2.5.5 Effekt av stivhet og masse.....	30
3 Metode.....	32
3.1 Forskningsstrategi.....	33
3.2 Case	34
3.3 Modellering	35
3.3.1 Modellering av grunnmodell	35
3.3.2 Modellering av KLT-skiver	36

3.3.3 Laster	38
3.3.4 Opplagerbetingelser	39
3.4 Testmodeller	40
3.4.1 Betong- og sammenligningsmodell – Modell 0	40
3.4.2 Sjaktmodeller	41
3.4.3 Skjærskivemodeller	42
3.4.4 Kombinasjonsmodell.....	45
3.5 Stivhet - kontroll.....	45
3.6 Dynamiske effekter – verdier og beregningsmåte	46
3.6.1 Dempning i konstruksjonen	46
3.6.2 Akselerasjon	47
4 Resultater og analyse.....	51
4.1 Grunnmodell (Modell 0).....	51
4.2 Modell 1.....	54
4.3 Modell 2.....	57
4.4 Modell 3.....	58
4.5 Modell 4.....	59
4.6 Modell 5.....	60
4.7 Modell 6.....	61
4.8 Modell 7.....	62
4.9 Modell 8.....	64
4.10 Sammenheng mellom stivhet og volum i ulike modeller	65
4.11 Komfortkrav til ulike modeller.....	66
5 Diskusjon.....	68
5.1 Validering av metode og resultat	68
5.2 Diskusjon rundt metode og resultat	70
5.2.1 Hva er avgjørende for byggets avstivningsegenskaper?	70
5.2.2 Hvordan fungerer sjakter og skiver som avstivningssystem?	72
5.2.3 Hvordan påvirker ulike plasseringer mengden materiale som må brukes?.....	72
5.2.4 Hvilke løsninger er effektive med tanke på materialbruk og hvilke er mindre effektive?.....	73
6 Konklusjon	76
Videre arbeider.....	77
Litteraturliste	78
Vedlegg	79

Vedlegg A..... 79

Figurliste

- Figur 1 – Reaksjonskrefter i skjærvegg
- Figur 2 – Fiberretning tre
- Figur 3 – Ulike orienteringsretninger (Stora Enso, 2015)
- Figur 4 – Stivhetsmatrisen (Stora Enso, 2015)
- Figur 5 – Ustabilt skivesystem
- Figur 6 – Stabilt skivesystem
- Figur 7 – Plantegninger for sammenligning av stivhet ved ulike plasseringer (Juveli, 2016)
- Figur 8 – Illustrasjon på hvordan skjærvegger vil oppføre seg om de er selvstendige mot om de er koblet sammen (Sandelin and Budajev, 2013)
- Figur 9 - Slik ser en det når det beregnes treghetsmoment for usammenkoblede vegger mot for sammenkoblede vegger (Sandelin and Budajev, 2013)
- Figur 10 – Utkraget bjelke med jevnt fordelt last q , lengde L og utbøyning δ
- Figur 11 – De fire deformasjonsformene (Lukacs et al., 2019)
- Figur 12 – Lastsituasjon og deformasjonsform
- Figur 13 – Komfortkrav fra ISO 10137
- Figur 14 – Forskningsstrategi
- Figur 15 – Eksempelbygg for case, søyle-bjelke-system med pinned forbindelser og betongkjerne i senter av konstruksjonen
- Figur 16 – Fyller inn stivhetsmatrise fra Stora Enso
- Figur 17 – Modell 0
- Figur 18 – Største deformasjon er på 48mm i toppen (negativ på grunn av globalt koordinatsystem)
- Figur 19 – Resultater for modalanalyse, mode 1 er aktuell for denne oppgaven
- Figur 20 – Bilde på deformasjonen i Modell 0
- Figur 21 – Modell 1
- Figur 22 – Modell 2
- Figur 23 – Modell 3
- Figur 24 – Modell 4
- Figur 25 – Modell 5
- Figur 26 – Modell 6
- Figur 27 – Modell 7

Figur 28 – Modell 8

Figur 29 – Dynamiske egenskaper i de ulike modellene

Tabelliste

Tabell 1 – Verdier for valgte KLT-tykkelser (Stora Enso, 2015)

Tabell 2 – Regneark for beregning av toppakselerasjon

Tabell 3 – Beregning av total stivhet

Tabell 4 – Beregning av toppakselerasjonen

Tabell 5 – Verdier som skal sammenlignes i tabell

Tabell 6 – Resultater for modell 1 med ulike tykkelser og lengder på skiver

Tabell 7 – Volumøkning, endring stivhet (ΔK) og endring akselerasjon (ΔA) fra modell 0

Tabell 8 – Resultat ved å ikke ha stivt sjakt-tverrsnitt

Tabell 9 – Endringer i ikke stivt sjakt-tverrsnitt

Tabell 10 – Resultater for modell 2

Tabell 11 – Endringer modell 2

Tabell 12 – Resultater for modell 3

Tabell 13 – Endringer modell 3

Tabell 14 – Resultater for modell 4

Tabell 15 – Endringer modell 4

Tabell 16 – Resultat for modell 5

Tabell 17 – Endringer modell 5

Tabell 18 – Resultater modell 6

Tabell 19 – Endringer modell 6

Tabell 20 – Resultater for modell 7 satt sammen med resultater for modell 3

Tabell 21 – Endringer modell 7

Tabell 22 – Resultater for modell 8

Tabell 23 – Endringer modell 8

Tabell 14 – Resultater som stivhet per m^3 skjærskiver

Tabell 25 – Stivhet per m

Tabell 26 – Resultat med stivhet/ m^3

1 Innledning

1.1 Bakgrunn

Bruk av tre som materiale i konstruksjoner har hatt økende popularitet de siste årene. Tradisjonelt har normalen vært å bruke stål og betong i konstruksjoner som er større enn vanlige bolighus. Grunnen til dette har blant annet vært mangel på kompetanse om høye konstruksjoner i tre (Jonas Vevatne, 2013). Etter hvert har kompetansen økt og de siste årene har det blitt bygget flere konstruksjoner av tre som er på høyde med stål- og betongblokker. Av eksempler er det Mjøstårnet i Brummundal, Moholt i Trondheim og Treet i Bergen (Trefokus, 2019). Man ønsker å erstatte bruk av betong og stål av den grunn at det er mye forskning som tyder på at det er mer miljøvennlig å bygge med tre. Blant annet ble det i 2016 skrevet en masteroppgave som viser at ved en livsløpsvurdering av betong og tre i bæresystemet i bygg fra 3-21 etasjer, gir klimagassbesparelse på 34-84% ved bruk av tre i stedet for betong (Skullestad, 2016). Det som skjer når man begynner å øke størrelsen på byggene er at man vil få større lastareal som vinden vil treffe på. Denne kraften gir et økt behov for avstivning for å tilfredsstille de kravene som stilles. Trekonstruksjoner blir mye lettere enn tilsvarende konstruksjoner der det brukes annet bæremateriale noe som er veldig gunstig med tanke på grunnforhold. Imidlertid stiller dette krav til avstivningssystemet. Det må ta hensyn til både stivhet og dynamiske effekter som akselerasjon og egenfrekvens når man skal vurdere avstivningsegenskapene til en konstruksjon (Juveli, 2016). Grunnen til at man får problemer med avstivningen her er vekten sammen med det at treverk har dårligere materialegenskaper enn de tradisjonelle materialene betong og stål. En mulig løsning på dette er å avstive konstruksjonen ved å bruke betongsjakt. Dette gir både bedre materialegenskaper og økt masse. På grunn av fordelene og utfordringene som foreligger ved disse konstruksjonene er det svært interessant å se på løsninger av det horisontale avstivningssystemet i fleretasjes trehus.

Høyden på trehus er noe det legges en del ære i, og høye trekonstruksjoner får oppmerksomhet både nasjonalt og internasjonalt. For eksempel fikk Mjøstårnet i 2018 Teknisk ukeblad sin byggepris og The New York Design Award for «Mixed Use» (Byggfakta, 2018). Dette viser hvilken prestisje det ligger i høye trekonstruksjoner. Oppe i dette er det viktig å ikke glemme at majoriteten av trehus som bygges ikke vil være i denne høyden. Det vil med stor sannsynlighet bygges en mye større andel trehus i høyden 6-8

etasjer. Derfor vil det i stor grad være interessant å finne gode løsninger på avstivningssystemer for bygg i denne størrelsen.

1.2 Målsetting og problemstilling

Som det tidligere har vært inne på i forrige delkapittel er avstivningen av trekonstruksjoner noe som kan gi problemer. Samtidig gjør miljøfordelene ved å bruke massivtre framfor betong at det er ønskelig å finne løsninger som gjør at man oppnår samme egenskaper i avstivningen av bygget ved bruk av massivtre (kryss-lamintert-tre/KLT) som ved bruk av betong. Det er dette som leder frem til problemstillingen i oppgaven:

Hvordan kan man mest effektivt oppnå samme avstivningsegenskaper ved å erstatte betongsjakt med massivtresjakt eller massivtreskiver?

For å komme frem til en løsning på dette er vi nødt til å finne svar på følgende delspørsmål:

1. Hva er avgjørende for byggets avstivningsegenskaper?
2. Hvordan fungerer sjakter og skiver som avstivningssystem?
3. Hvordan påvirker ulike plasseringer mengden materiale som må brukes?
4. Hvilke løsninger er effektive med tanke på materialbruk og hvilke er mindre effektive?

Disse delspørsmålene vil bidra til å besvare problemstillingen fordi de vil vise hva som avgjør byggets avstivningsegenskaper slik at det kan tas hensyn til disse parameterne. Det vil vise hvordan sjakter og skiver fungerer til å avstive konstruksjoner, noe som bygger forståelse for hvordan ulike systemer fungerer. Om plassering av avstivningen har noe betydning er også interessant hvis det er slik at man kan forbedre avstivningsegenskapene bare ved å flytte på avstivende komponenter. Ulike løsninger og sammenligninger av disse vil til slutt føre til at det kan gis en konklusjon og en løsning på problemstillingen.

Resultatet av denne oppgaven vil gi dypere innsikt i hvordan man kan utnytte massivtre som horisontal avstivning på en effektiv måte i fleretasjes trehus.

1.3 Avgrensning

- Det er ikke tatt hensyn til eller dimensjonert med hensyn til jordskjelv.
- Det er kun sett på skiveløsninger for avstivning, ingen diagonalstag eller stive forbindelser i søyle-bjelke-systemet.
- Det er kun sett på løsninger i massivtre.
- Løsningen ser kun på stivhet og byggets dynamiske egenskaper, det er ikke tatt hensyn til andre faktorer, som brann.
- Det ses ikke på løsninger for forbindelser.
- Det ses kun på symmetriske løsninger for avstivning for å unngå torsjonsproblemer.

2 Teori

Dette kapitlet tar for seg teorien som må brukes for å besvare problemstillingen. Avstivning av trehus er et stort tema med mange variabler som spiller inn. På grunn av dette er det nødvendig å bryte kapitlet ned i delkapitlene; avstivning med skjærskiver, materialeegenskaper, plassering av skjærskiver, statiske beregninger og dynamiske beregninger.

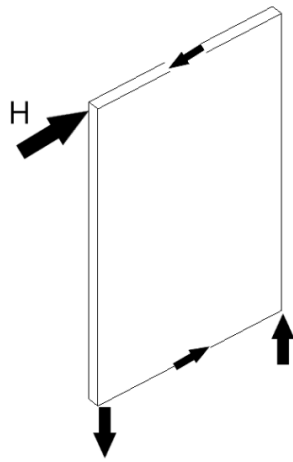
De statiske beregningene handler om stivhet. Stivhet er forholdet mellom påført kraft og deformasjon av konstruksjonen, her i kraftretningen.

I denne oppgaven skal det ses på løsninger der det brukes skjærskiver for å avstive trehus så teorien som kommer i dette kapitlet er relevant for slike løsninger.

2.1 Avstivningssystem med skjærskiver

Avstivningssystemet i et bygg har som oppgave å stabilisere og forankre bygget slik at det står i mot horisontalkrefter. Horisontalkreftene som er dimensjonerende er i hovedsak vind, men gjelder også jordskjelv og skjevlaster.

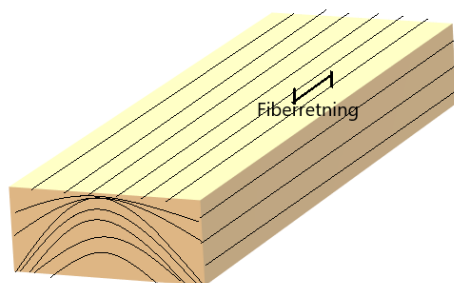
Skjærvegger eller skjærskiver kan defineres som vertikale elementer som hører til det horisontale lastsystemet (Sandelin and Budajev, 2013). Disse veggene starter ved byggets fundament og strekker seg kontinuerlig i hele byggets høyde. I praksis fungerer det omtrent som en lang og tykk utkraget bjelke. Det vil si at når det jobber en last mot veggen på en konstruksjon vil det skapes en skjærkraft i skjærskivene i bygningen. Denne skjærkraften blir større jo høyere konstruksjonen er. Grunnen for at disse veggene er godt egnet for slik bruk er at det skapes et stort tverrsnittsareal, noe som igjen skaper stort treghetsmoment. Stort treghetsmoment er relevant da dette er en av flere avgjørende faktorer for stivhet, noe som ses nærmere på i et senere kapittel. I figur 1 under illustreres det hvordan reaksjonene i skjærveggen vil være når det blir påsatt en horisontallast H . Illustrasjonen viser at horisontalkraften skaper en trykkraft og en strekkraft (moment) og skjærkrefter som vil prøve å dra veggen fra hverandre.



Figur 1 – Reaksjonskrefter i skjærvegg

2.2 Materialegenskaper tre

Egenskapene til materiale som brukes er vesentlig med tanke på stivheten i bygget. Dette er fordi materialeegenskapene har mye å si for hvor bra konstruksjonen klarer å stå i mot en deformasjon på grunn av påført kraft. Tre er et materiale som ikke har materialsymmetri (Ahmed, 2014). Dette betyr at trets egenskaper er ulik i de forskjellige retningene, dette i motsetning til betong og stål som har like egenskaper i alle retninger. I figur 1 under ser vi hvordan materialet tre er bygd opp.



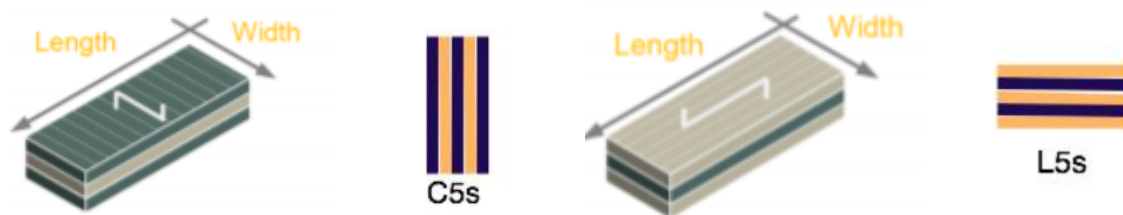
Figur 2 – Fiberretning tre

Det vil ha mye å si i hvilken retning materiale er orientert. Fra NS-EN 338 finner vi at e-modulen for å ta krefter som virker i samme retning som fiberretningen (E_0) gir en verdi på $11000 \frac{N}{mm^2}$. For krefter som virker 90 grader på fiberretningen (E_{90}) gir $370 \frac{N}{mm^2}$. Dette vil si at E-modulen i fiberretning er omtrent 30 ganger større enn E-modul 90 grader på fiberretningen, noe som forteller oss hvor vesentlig orienteringsretning er for bruk av trematerialer er. Disse tallene gjelder for materialkvalitet C24 som er en vanlig kvalitet og som er den som vil brukes videre.

2.2.1 Kryss-laminert-tre (KLT)

KLT er massivtreelementer som bygges opp i lag. Hvert lag er limt sammen og det vanligste er å bygge det opp slik at lagene ligger 90 grader på hverandre. Da får en fiberretning i forskjellig retning i annenhvert lag. I forrige kapittel ble det forklart at tre har forskjellig e-modul i de ulike retningene. Dette gjør at når fiberretningen ligger 90 grader på hverandre i KLT kan en orientere elementet slik at en får størst e-modul i den retningen det ønskes høyest e-modul. Tykkelsen på de ulike lagene og hvor mange lag man har kan variere ettersom hva som er nødvendig for få tilfredsstillende egenskaper. Ulike leverandører leverer også ulike produkter. Et eksempel på en velkjent leverandør av KLT-produkter er Stora Enso. De leverer elementer i tykkelser fra 60 mm til 320 mm (Stora Enso, 2015). Disse elementene består av mellom 3 og 8 lag med forskjellige kombinasjoner av orienteringer. Tykkelsen på hvert lag varierer mellom 20 mm og 40 mm.

Når en skal finne ut hva e-modulen for et KLT-element er, er det flere måter å gjøre det på. En måte å gjøre det på er et stort antall tester av slike elementer og se hvilke verdier man får ut av dette. En annen måte er at man ser på e-modulen for de ulike orienteringsretningene og beregne ut fra hvor stor andel som er orientert i de forskjellige retningene. For tverrsnitt der man har oddetall antall lag, noe som er det mest vanlige, er det to måter å orientere tverrsnittet på. Dette illustreres i figur 3.



Figur 3 – Ulike orienteringsretninger (Stora Enso, 2015)

Hvis det kommer en horisontalkraft som virker på skiven vil man få to forskjellige e-moduler for C5s og L5s fra figur 3. Dette er fordi de er orientert i hver sin retning. For C5s er 60% av tverrsnittsarealet orientert i samme retning som kraften, mens L5s er bare 40% i denne retningen. Bidrag til e-modul fra den delen av tverrsnittsarealet som har fiberretning 90 grader på kraften kan det velges konservativt å se bort fra da forrige delkapittel viste at dette bidraget bare er 3,4% av e-modulen for resten av tverrsnittet. Dette gir følgende verdier for henholdsvis C5s og L5s:

$$E_{C5s} = 0,6 * 11000 \frac{N}{mm^2} = 6600 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_{L5s} = 0,4 * 11000 \frac{N}{mm^2} = 4400 \frac{N}{mm^2}$$

Det man kan hente ut fra dette er at ved fem-lags skiver vil man få en e-modul som er 50% høyere dersom man har fiberretning i samme retning som kraften på de ytterste lagene enn hvis man har fiberretning 90 grader på kraften i de ytterste lagene. Dersom det hadde vært sju lag hadde forskjellen blitt noe mindre, men det er fortsatt en betydelig fordel å orientere veggens slik at man får mest mulig stivhet i den retningen man ønsker.

2.2.2 Stivhetsmatrise

Når det brukes FEM-program for modellering av konstruksjoner er det ikke uvanlig å bruke stivhetsmatrise for å modellere riktig stivhet i skjærskivene. En stivhetsmatrise er en matrise med materialegenskapene til den gitte skiven i ulike retninger (Stora Enso, 2015). Figur 4 viser hvordan stivhetsmatrisen ser ut.

$$\begin{Bmatrix} m_x \\ m_y \\ m_{xy} \\ v_x \\ v_y \\ n_x \\ n_y \\ n_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & D_{22} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ sym & & D_{33} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & D_{44} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & D_{55} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & sym & 0 & 0 & D_{66} & 0 & 0 & 0 \\ & & & 0 & 0 & & D_{77} & 0 & 0 \\ & & & 0 & 0 & sym & & D_{88} & 0 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \kappa_x \\ \kappa_y \\ \kappa_{xy} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \\ \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix}$$

Figur 4 – Stivhetsmatrisen (Stora Enso, 2015)

De ulike verdiene D11 til D88 har ulike betydninger og verdier for stivheter. D11 til D33 er verdier for bøyestivheten, D44 og D55 der skjærstivhet, og D66 til D88 er den aksiale stivheten til elementet. Disse verdiene må legges manuelt inn beregningsprogrammer for alle de ulike elementene.

2.3 Plassering av skjærskiver

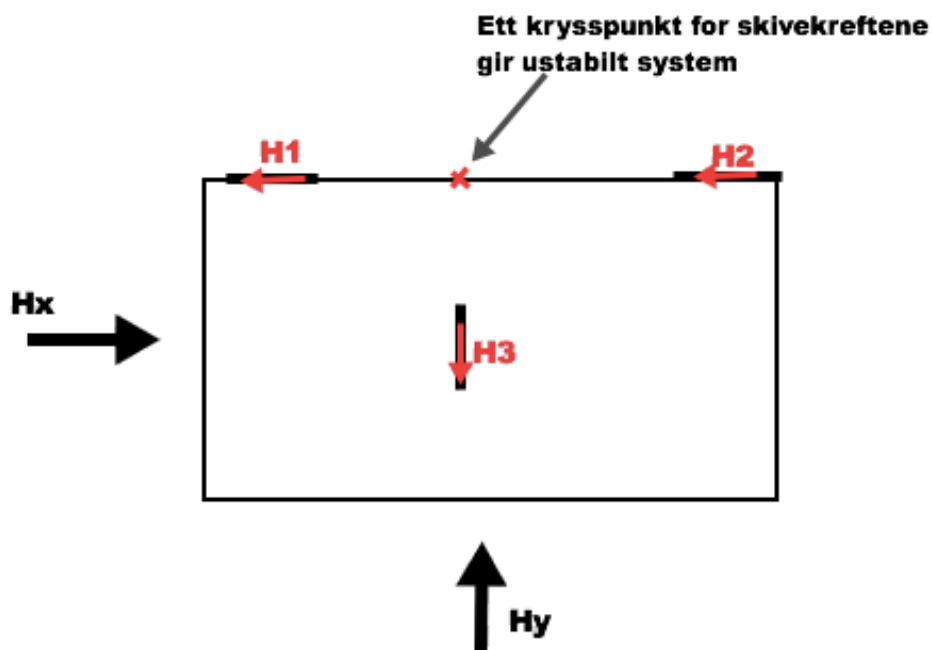
Plasseringen av skjærskivene som brukes vil ha betydning for avstivningsegenskapene i bygget. I dette delkapitlet skal det ses på hvilke minstekrav det er for skivesystem med tanke på stabilitet. Videre skal det ses på tidligere vitenskap for å finne ut av hvilke virkninger man får dersom man plasserer skiver med lik stivhet på forskjellig måte, for eksempel om det lønner seg å plassere skivene nært sentrum av bygget eller lenger ut mot yttervegg. Til slutt er det interessant å se på virkningen av å sette skivene sammen til sjakter slik at de virker som store tubetverrsnitt i stedet for enkeltskiver.

2.3.1 Stabile skivesystemer

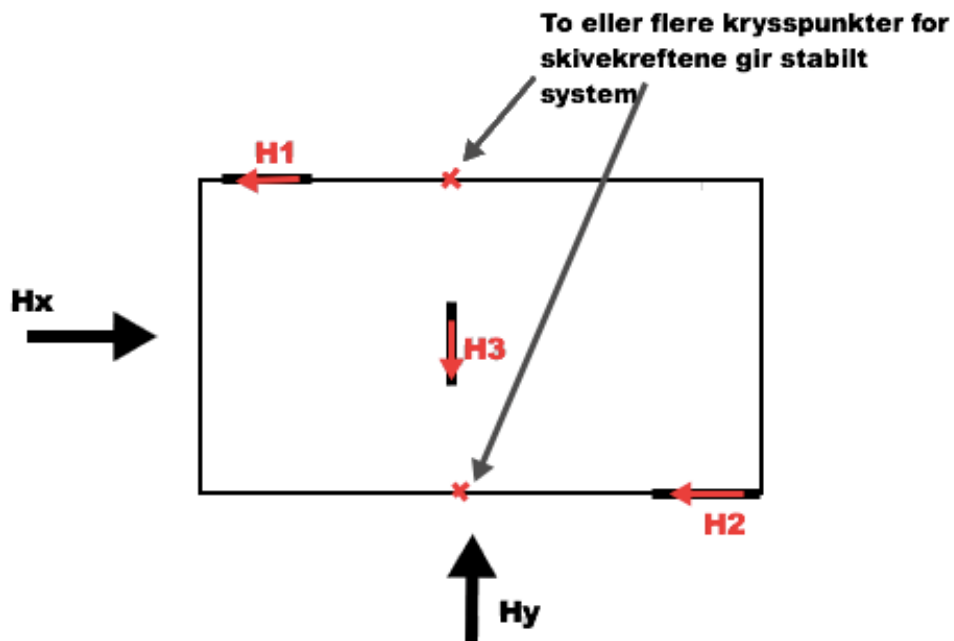
Når det brukes skjærvegger som avstivningssystem er det viktig å lage et system som er stabilt. For å få et stabilt system må det være minst tre vertikale skiver (Elementforening, 2018). Disse tre skivene må være slik at de kan ta opp laster fra alle sider på bygget både ved translasjon og ved rotasjon. For at systemet skal være statisk er skivene nødt til å ha krefter

som treffer hverandre på minst to steder. Grunnen til at skivekreftene må treffe hverandre på minst to steder er at ved færre en to treffpunkter vil ikke systemet ha sum av krefter i begge retninger og sum av moment lik 0. Figur 5 viser hvordan et ustabil system kan se ut og figur 6 viser hvordan et stabilt system kan se ut. I figurene vises skjærveggene tegnet med en tykk svart strekk, horisontalkrefter markert med svarte piler, H_x og H_y . Skivekreftene er markert med rød pil og kalles H_1 , H_2 og H_3 .

De horisontale kreftene som treffer på ytterveggen må overføres til skivene som befinner seg inne i bygget, slik at skivene kan stå i mot kreftene. Kraftene overføres via dekker i etasjeskiller og tak. Disse dekkene regnes til å ha uendelig stivhet i forhold til skjærveggene. Dette gjør at det kun er veggene, plasseringen og stivheten deres som fordeler de horisontale kreftene mellom seg (Svensk Trä, 2017).



Figur 5 – Ustabil skivesystem

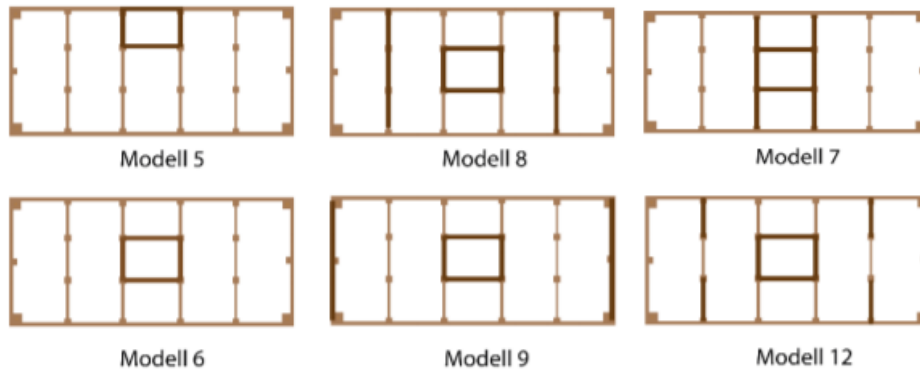


Figur 6 – Stabilt skivesystem

2.3.2 Plassering i konstruksjonen

Det er mange muligheter når man skal plassere skjærskiver i en konstruksjon og det avgjørende for plasseringen kan være hvilket bruksområde bygget har. For eksempel kan det for et boligbygg være gunstig å plassere skjærskivene mellom boenheter mens for kontorbygg kan det være større fleksibilitet og skjærveggene kan plasseres i yttervegg eller i kjerner rundt trapper og heiser (Sandelin and Budajev, 2013).

Hvilken effekt ulike plasseringer av skjærskiver har for konstruksjonens samlede stivhet er et tema det er gjort mange analyser på. I masteroppgaven "Ulike løsninger for horisontal avstivnings effekt på den dynamiske responsen i høye hus" (Juveli, 2016) er det sett på avstivning med skjærskiver og hvilken effekt en får ut av ulike plasseringer. Dette er gjort ved hjelp av Finite-Element-tester. Det neste avsnittet skal gå nærmere inn på hva oppgaven fant ut av. For å få tydeligere forståelse av hva det snakkes om legges det ved plantegninger av de aktuelle modellene i figur 7.



Figur 7 – Plantegninger for sammenligning av stivhet ved ulike plasseringer (Juveli, 2016)

Alle modellene som blir nevnt i dette avsnittet refererer til modellene i figur 7. I masteroppgaven (Juveli, 2016) blir det i modell 5 sett på en sjakt i massivtre som ligger langs yttervegg, denne sjakten blir i modell 6 flyttet inn til midten av bygget. Denne forflytningen gir 48% høyere stivhet, noe som gir tydelig indikasjon på at det å plassere sjakten midt i bygget er effektivt. Videre testes det å legge på skjærvegger på begge sider av kjernen, veggene strekker seg fra langvegg til langvegg og det testes først ved å plassere de i nest-ytterste bjelkelag deretter i yttervegg som vist i modell 8 og modell 9. Disse testene ga at stivheten i konstruksjonen økte med 24% ved å flytte de lange skjærskivene fra nest-ytterste bjelkelag til yttervegg. Ut av testene som ble gjort i oppgaven kan man også hente noe annet som er interessant. I modell 7 ble veggene i kjernen forlenget slik at de strekker seg fra yttervegg til yttervegg, dette ble sammenlignet med modell 12 der man plasserer det ekstra arealet av skjærvegger i nest-ytterste bjelkelag. Resultatet av disse testene var at man fikk 32% høyere stivhet i modell 7, noe som indikerer at lange kontinuerlige vegger gir høyere stivhet enn mange kortere vegger.

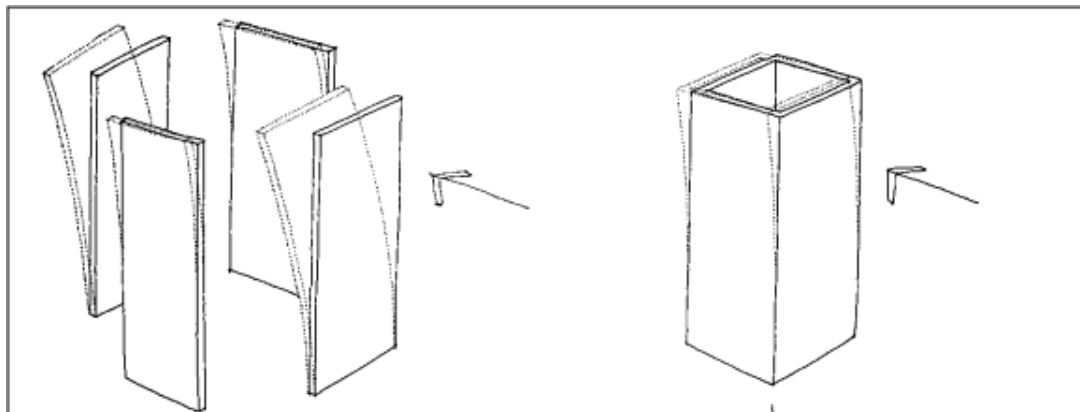
I alle testene som er sammenlignet med hverandre er det brukt samme volum av materiale i skjærvegger. Det man kan hente ut fra testene er at betydningen av skjærveggenes plassering er vesentlig og noe å tenke på når man skal konstruere et bygg.

2.3.3 Effekt av sammenkoblede skjærvegger

Som det tidligere har vært inne på kan skjærskivene settes sammen slik at de danner et stort tubetverrsnitt. Da ses tverrsnittet på som stivt og det er full momentoverføring mellom de

forskjellige veggene. Effekten av dette er det sett nærmere på i (Sandelin and Budajev, 2013) og inntil annet er referert er det teorien fra denne referansen som brukes i dette delkapitlet.

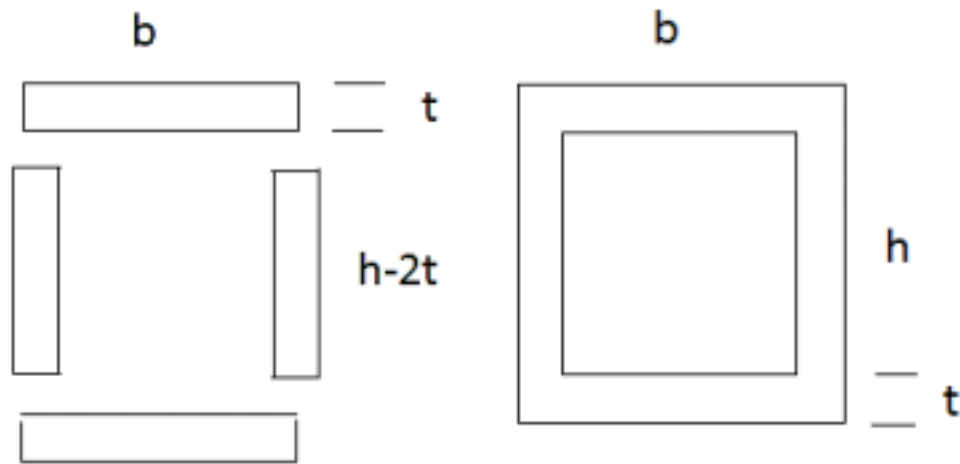
Når veggene ikke er koblet sammen, men fortsatt er plassert på samme måte vil de to veggene som står 90 grader på den horisontale lasten bøye seg om svak akse. Dette gir liten motstand og derav også liten stivhet. Størstedelen av den stivheten som oppstår i et slikt system kommer fra de to veggene som er parallelle med horisontalkraften. Når man i stedet kobler veggene sammen som en tube vil også veggene 90 grader på, bidra med stivhet da hele tverrsnittet samarbeider om å motstå horisontalkreftene. Dette illustreres i figur 8 under.



Figur 8 – Illustrasjon på hvordan skjærvegger vil oppføre seg om de er selvstendige mot om de er koblet sammen (Sandelin and Budajev, 2013)

I utregningen for stivhet er treghetsmoment en sentral faktor. Hvis treghetsmomentet øker, øker stivheten også. Når treghetsmomentet skal beregnes for slike sjakter vil det gi effekt å koble sammen veggene. Dette kan vi se i beregningseksemplene som vises under. Det brukes en sjakt på 3m x 3m med 200mm tykkelse som eksempel. Formelen for treghetsmoment er vist i ligning 1 og gis i mm^4 .

$$I = \frac{1}{12} * b * h^3 \quad (1)$$



Figur 9 - Slik ser en det når det beregnes treghetsmoment for usammenkoblede vegger mot for sammenkoblede vegger (Sandelin and Budajev, 2013)

Når veggene ikke er koblet sammen blir utregningen som i ligning 2.

$$I = 2 * \frac{1}{12} * (t * b^3 + t^3 * (h - 2t)) \quad (2)$$

Ved $h=b=3\text{m}$ og $t=0,2\text{m}$ gir dette:

$$I = 2 * \frac{1}{12} * (0,2 * 3^3 + 0,2^3 * (3 - 2 * 0,2)) = 0,903\text{m}^4$$

Når veggene er sammenkoblet blir utregningen som i ligning 3.

$$I = \frac{1}{12} * (h * b^3 - (h - 2t) * (b - 2t)^3) \quad (3)$$

Dette gir et treghetsmoment på:

$$I = \frac{1}{12} * (3 * 3^3 - (3 - 2 * 0,2) * (3 - 2 * 0,2)^3) = 2,94\text{m}^4$$

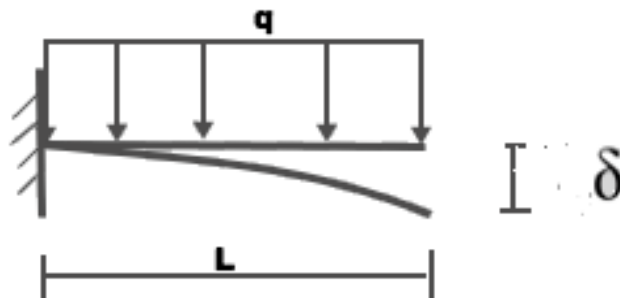
Ut fra dette kan man se at det er en vesentlig endring i treghetsmomentet da det blir over tre ganger så stort om man kobler veggene sammen.

2.4 Stivhet

Konstruksjonens stivhet handler om hvor mye utbøyning eller deformasjon av bygget man får som følge av en påført kraft.

2.4.1 Deformasjon fra bjelketeori

Det kan først være interessant å se på hvordan man beregner deformasjon for utkragede bjelker. Grunnen til dette er fordi prinsippet vil være mye likt prinsippet for konstruksjoner og det kan hjelpe på forståelsen av stivhet i konstruksjoner. En skjærskive vil prinsipielt fungere på en måte som kan sammenlignes med en utkraget bjelke. Det vil likevel ikke gi helt like resultater, men beregninger fra bjelketeori kan fungere godt som kontrollberegning av funnene man finner ved andre beregninger. Fra (Haugan, 2016) kan det hentes ut formler for deformasjon for ulike bjelker og opplagerbetingelser. Disse er utledet fra differensiallikninger for bjelker. Figur 10 viser hvordan en utkraget bjelke med påsatt last vil se ut.



Figur 10 – Utkraget bjelke med jevnt fordelt last q , lengde L og utbøyning δ

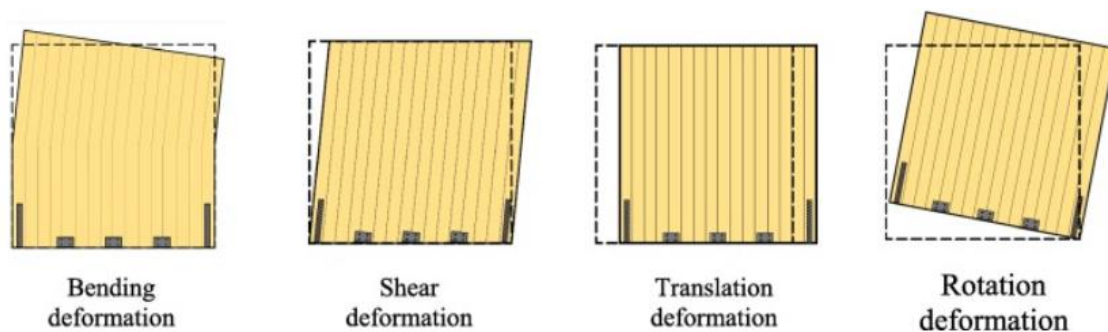
Formelen for utbøyningen til bjelken gis i ligning 4.

$$\delta = \frac{q \cdot L^4}{8 \cdot E \cdot I} \quad (\text{mm}) \quad (4)$$

I utbøyingsformelen inngår den jevnt fordelte lasten q (N/mm), lengden L (mm), elastisitetsmodulen E ($\frac{N}{\text{mm}^2}$) og treghetsmomentet I (mm^4). Av formelen kan man se at jo høyere elastisitetsmodulen og treghetsmomentet er jo lavere utbøyning blir det. Lavere last og lengde gir også mindre utbøyning. Elastisitetsmodulen ulik for ulike materialer og styres av hvilket materiale man bruker. For eksempel vil det for C24 være $11000 \frac{N}{\text{mm}^2}$ og for B30 betong være $30000 \frac{N}{\text{mm}^2}$. Treghetsmomentet styres av hvordan tverrsnittet er utformet.

2.4.2 Deformasjon fra bøye- og skjærstivhet

Deformasjonen av en skjærvegg vil i praksis være sammensatt av flere deler. Den vil bestå av deformasjon på grunn av bøying, deformasjon på grunn av skjær, deformasjon på grunn av translasjon i opplager (forskyvning), og deformasjon på grunn av rotasjon i opplager (Lukacs et al., 2019). For betongskiver vil translasjons- og rotasjonsdeformasjon i opplageren ikke være tilstede da betongskiver spennes helt fast til grunnen og vil hverken rotere eller forskyve seg i opplegget. Dermed har betongskiver kun deformasjon fra bøye- og skjærstivhet. For massivtreskiver vil imidlertid situasjonen bli annerledes. Forskjellige måter å feste skivene på til fundamentet gir forskjellige verdier for hvilken av deformasjonene som er dominerende. I fra (Lukacs et al., 2019) kan vi se at det ofte vil forekomme vesentlige deformasjoner som følge av translasjon og rotasjon. Opp mot 90% av forskyvningene kan komme fra disse to, det meste av dette som følge av rotasjon. Grunnen til dette har med mykheten i brakettene som brukes til å feste veggene til fundamentet. Brakettene er av stål og vil gi etter noe som forskyver seg til hele skiven og gir deformasjon. I figur 11 vises de fire typene deformasjon som kan fås i KLT-skivene. Der vises også et eksempel på hvordan skiven kan forankres til fundamentet og det er brakettene her som gir mykheten som fører til translasjons- og rotasjonsdeformasjon.



Figur 11 – De fire deformasjonsformene (Lukacs et al., 2019)

Bøye- og skjærstivhet vil variere med hvilken lastsituasjon som opptrer i tilfellet, veggens treghetsmoment, veggens e-modul, veggens lengde og veggens høyde (Elementforeningen, 2018). Resten av delkapitlet er hentet fra denne referansen. Bøyestivhet er skivens motstand mot bøyedeformasjon og skjærstivhet er skivens motstand mot skjærdeformasjon. Formelen for bøyestivheten (K_b) og skjærstivheten (K_s) er gitt i ligning 5 og 6 under, enheten for disse er N/mm.

$$K_b = \frac{k_b \cdot E \cdot I}{l^3} \quad (5)$$

$$K_s = \frac{k_s \cdot A \cdot E}{l} \quad (6)$$

I disse formlene er k_b og k_s stivhetskoeffisienter som er avhengige av lastsituasjonen som opptrer, for jevnt fordelt last vil k_b være lik 8 og k_s være lik 2/3. E er som nevnt e-modul, I er treghetsmoment, l er høyden på veggen og A er tverrsnittsarealet av veggen som motstår lasten. Lastsituasjonen og hvordan bøye- og skjærdeformasjonen vil skje vises i figur 12.



Figur 12– Lastsituasjon og deformasjonsformer

Ut fra disse bøye- og skjærstivheten kan man beregne den samlede stivheten (K) for veggen man ser på etter ligning 7 under.

$$\frac{1}{K} = \frac{1}{K_b} + \frac{1}{K_s} \quad (7)$$

Videre ut fra dette kan man beregne utbøyingen som fås i millimeter enten ved å bruke ligning 8 eller ved å summere ligning 9 og 10.

$$\delta = \frac{H}{K} \text{ (mm)} \quad (8)$$

$$\delta_b = \frac{H}{K_b} \text{ (mm)} \quad (9)$$

$$\delta_s = \frac{H}{K_s} \text{ (mm)} \quad (10)$$

H er den samlede horisontalkraften som virker på den skiven vi betrakter. Når stivheten K skal beregnes ut fra utbøyingen og ikke motsatt snus det om på formelen og det blir som i ligning 11.

$$K = \frac{H}{\delta} \text{ (N/mm)} \quad (11)$$

Viktig å ta med seg i slutten av dette delkapitlet: Utbøyingen som er sett på her er på grunn av translasjon av bygget, det vil si at hele bygget forskyver seg like mye i den gitte retningen. I tillegg kan det for konstruksjoner som ikke har symmetrisk avstivningssystem forekomme deformasjon/utbøyning på grunn av torsjon/rotasjon av konstruksjonen.

2.5 Dynamiske beregninger

De dynamiske egenskapene til en konstruksjon er viktig da dette er hvordan konstruksjonen settes i bevegelse da den utsettes for horisontal last. Når konstruksjonen blir utsatt for en horisontallast vil den settes i bevegelse. I statisk beregning ses det på hvor mye konstruksjonen beveger seg, i dynamisk beregning ses det på hvor fort dette skjer. Altså akselerasjonen av bygningen. Det er flere faktorer som spiller inn på byggets akselerasjon. Det er; egenfrekvens som er byggets egensvingning, demping som er hvor mye av kraften som blir absorbert inn i konstruksjonen i stedet for å skape bevegelse, det er masse og massefordeling, og det er konstruksjonens stivhet. Dette kapitlet skal se nærmere på faktorene og utregningene for konstruksjoners dynamikk.

2.5.1 Egenfrekvens og svingeform

Bevegelse i konstruksjoner kan beskrives av egenfrekvens og svingeform. Når det skal gjøres analyser av dynamikken i en konstruksjon deles det inn i konstruksjonens moder (Juveli, 2016) (Chopra and Chopra, 1995). Alle de forskjellige modene har sin egensvingeform og egenfrekvensen styrer ved hvilken frekvens de ulike svingeformene opptrer. Masse og stivhet styrer egenfrekvensen til konstruksjonen. Først beregnes vinkelfrekvensen, ω_n , etter ligning 12 og deretter frekvensen, f , i Hz etter ligning 13.

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (12)$$

$$f = \frac{\omega}{2\pi} \quad (13)$$

Ligning 12 og 13 viser at en økning i stivhet gir økt egenfrekvens og at økt masse gir lavere egenfrekvens.

2.5.2 Demping

Demping (δ) er egenskaper i konstruksjonen som gir mindre svingninger. Dette kan variere fra bygg til bygg. Formelen for demping henter vi fra NS-EN 1991-1-4 F.5 (1) og vi ser den i ligning 14 under.

$$\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d \quad (14)$$

δ_s er her det logarimiske dekrementet av konstruksjonens demping. For betong kan man finne verdier for denne ved å lete etter standardverdier da det er forsket mye på betong og det finnes standarder for det.

Standarden inneholder ingen verdi for massivtre og vi må bruke erfaringstall for å få en best mulig tilnærming. Det er gjort analyser av forskjellige massivtre-konstruksjoner i ulike høyder for å se hvordan dempningsegenskapene er (Feldmann et al., 2016). For bygninger i høyden mellom 20 og 30 meter får man en dempning på mellom 2% og 4%. Dette gir en konstruksjonsdempning δ_s på mellom 0,125 og 0,25 i henhold til ligning 15 (Chopra and Chopra, 1995). Ligningen er en omgjøringsformel fra demping i prosent til en faktor. Her er ξ prosent, så med 0,02 innsatt for denne gir ligningen 0,125.

$$\delta_s = \frac{2 \cdot \pi \cdot \xi}{\sqrt{1 - \xi^2}} \quad (15)$$

δ_a er det logaritmiske dekrementet av aerodynamisk demping for egensvingeformen.

Aerodynamisk demping kommer som følge av at når konstruksjonen begynner å svinge vil den effektive vindhastigheten som virker på konstruksjonen bli lavere. Når bygget først settes i bevegelse for deretter å svinge tilbake vil bygget svinge motsatt vei som vindkraften virker og dermed vil det skje en demping av byggets bevegelse (Davenport, 1967). For å bestemme denne brukes ligning 16.

$$\delta_a = \frac{c_f \cdot \rho \cdot b \cdot v_m(z_s)}{2 \cdot n_{1,x} \cdot m_{1,x}} \quad (16)$$

I faktoren for den aerodynamisk demping inngår kraftfaktoren c_f , lufttettheten, byggets bredde, vindhastigheten, egenfrekvensen og den ekvivalente massen til konstruksjonen.

Forklaring på de ulike komponentene i formelen kommer i neste delkapittel (2.5.2) sammen med faktorene for akselerasjon.

δ_d er demping som følge av spesielle innretninger, som for eksempel innretninger som er spesielt egnet for å gi konstruksjoner bedre dempingsegenskaper. Disse egenskapene skapes av innretninger som må settes inn i bygget og som er laget for å forhindre bevegelse. Eksempler på slike innretninger er støtdempere og avstemte massedempere. (Tech, 2018)

2.5.3 Akselerasjon

Akselerasjonen i konstruksjoner er hvor fort konstruksjonen begynner å bevege seg når det treffes av en kraft. Blir akselerasjonen for høy vil det føles ukomfortabelt å oppholde seg i bygget. I standarden ISO 10137 er det definert krav til komfort som stiller krav til akselerasjon og egenfrekvens. Dette forklares nærmere i senere kapittel. Formelen som brukes for å beregne akselerasjon hentes fra NS-EN 1991-1-4 for Vindlaster. Ligning 17 er formelen for standardavviket for den karakteristiske vindinduserte akselerasjonen i høyde z .

$$\sigma_{a,x}(z) = \frac{c_f \cdot \rho \cdot b \cdot l_v(z_s) \cdot v_m^2(z_s)}{m_{1,x}} \cdot R \cdot K_x \cdot \Phi_{1,x}(z) \quad (17)$$

Denne formelen består av kraftfaktoren c_f , lufttettheten ρ , bredden b , turbulensintensiteten høyde z_s fra bakken $l_v(z_s)$ og stedsvindhastigheten for høyde z_s , $v_m(z_s)$. K_x er en dimensjonsløs faktor, $\Phi_{1,x}(z)$ er egensvingeformen i vindretningen og $m_{1,x}$ er den ekvivalente massen i vindretningen. Den ekvivalente massen er masse per meter høyde.

Videre må vi finne toppfaktoren, denne finner vi ved å bruke ligning 18 under.

$$k_p = \sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)}} \quad (18)$$

Her er v oppkryssningsfrekvensen og T er midlingstiden for stedsvindhastigheten.

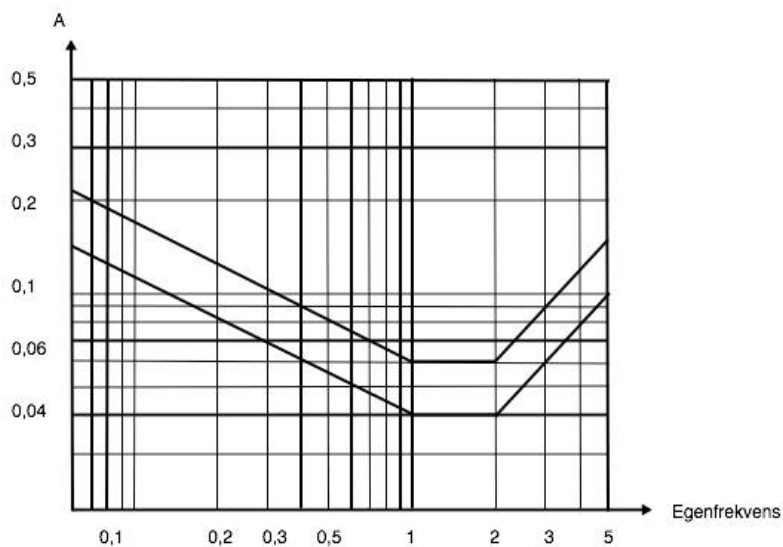
Disse to formlene bringer oss frem til formelen for akselerasjonen A gitt i ligning 19 med enheten m/s^2 .

$$A = \sigma_{a,x}(z) \cdot k_p \quad (19)$$

2.5.4 Komfortkrav

Høye bygninger er utsatt for svingninger rundt 1 Hz, denne frekvensen er kjent for å skape ubehag hos mennesker. Noen mennesker kan oppleve bevegelsene som plagsomme eller forstyrrende. Noen kan føle ubehag i form av kvalme, mens andre kan føle seg søvnige av svingningene. Lav frekvensbevegelse har også blitt knyttet til Sopite syndrom som har symptomer som konsentrasjonsvansker, lav motivasjon, dårlig humør og søvnighet (Lamb et al., 2016). Derfor er det nødvendig med komfortkrav i bygninger.

I Norge bruker vi ISO 10137 for å oppfylle krav om funksjonalitet og dynamisk dimensjonering. Komfortkravene er basert på en kombinasjon av Akselerasjon (A) og egenfrekvens som vist på grafen under. Det er to forskjellige krav for bolig- og kontorbygg. Godkjent krav vil være når bygget er under graflinjen. Den øverste linjen gjelder for kontorbygg og den nederste gjelder for boligbygg.



Figur 13 – Komfortkrav fra ISO 10137

2.5.5 Effekt av stivhet og masse

I kapittel 2.5.1 ble det vist at stivhet og masse har effekt på egenfrekvensen. Økt stivhet gir økt egenfrekvens og økt masse gir lavere egenfrekvens. Formelen for standardavviket til vindindusert akselerasjon viser at økt ekvivalent masse gir lavere akselerasjon. Siden det er

gunstig å øke masse med tanke på akserasjonsformelen, men samtidig ugunstig med tanke på at egenfrekvensen blir lavere er det interessant hva den samlede effekten av masseøkning er. En masteroppgave om dynamiske egenskaper til fleretasjes rammekonstruksjoner i tre (Tøsse, 2010), viste at den samlede effekten av økt masse er positiv, altså at akselerasjonen blir mindre når massen øker.

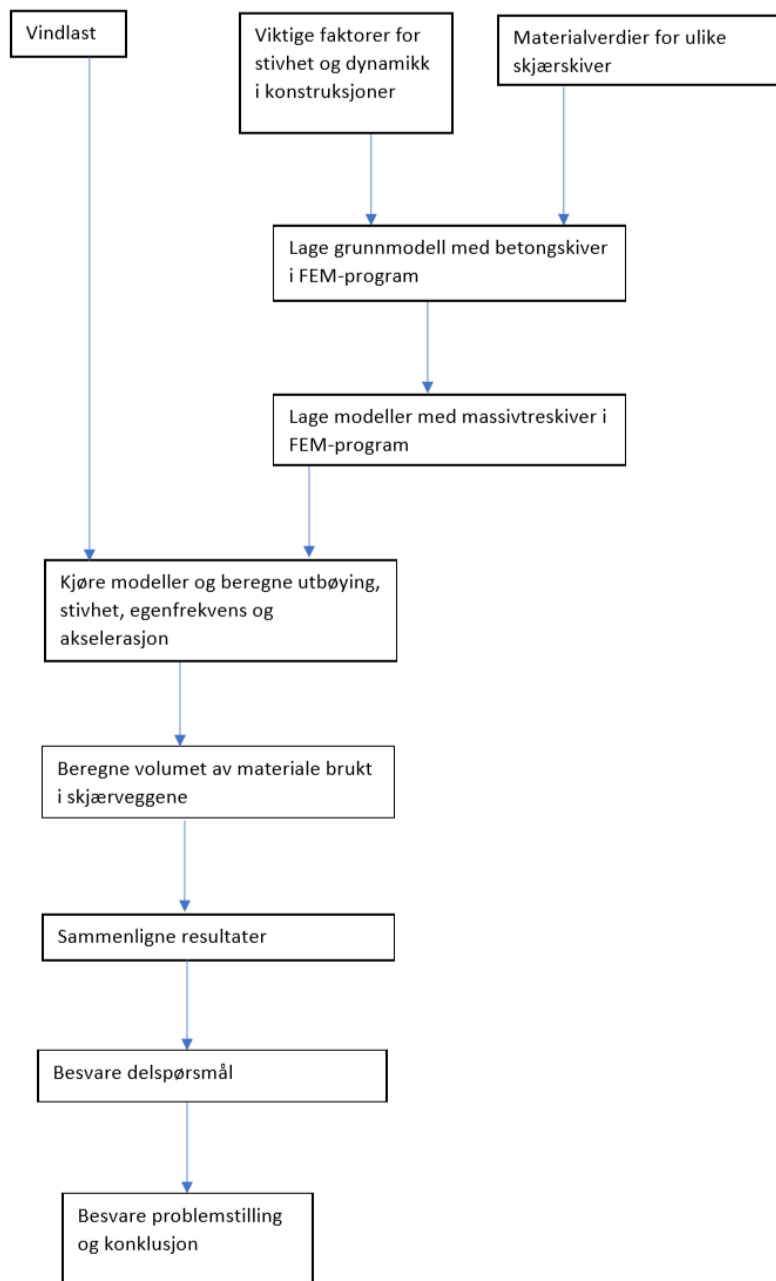
Økt stivhet og masse vil samlet gi bedre dynamiske egenskaper da begge deler gjør at akselerasjonen blir lavere.

3 Metode

Dette kapitlet skal vise gjennomføringen av oppgaven. Kapitlet skal se nærmere på hvilke steg og forutsetninger som gjøres for å besvare problemstillingen. I kapittel 2 er den relevante teorien belyst. Der er det sett på hvilke faktorer som spiller inn på konstruksjoners avstivende egenskaper. Det ble vist hvordan KLT fungerer, hvordan ulike plasseringer påvirker egenskapene og hvordan statiske og dynamiske beregninger gjøres. I dette kapitlet skal kunnskapen brukes for å kunne sette dette ut i en reell case. Dette vil gjøres ved at det lages en grunnmodell. Videre skal det lages ulike modeller med forskjellige plasseringer av skjærskiver og egenskaper. Da kan man til slutt sammenligne verdiene til de forskjellige modellene etter å ha gjort analyser i et FEM-program. Verdiene som skal sammenlignes er de statiske og dynamiske egenskapene som fås i de ulike modellene, derfor vil dette kapitlet vise gjennomføringen for å finne disse egenskapene.

3.1 Forskningsstrategi

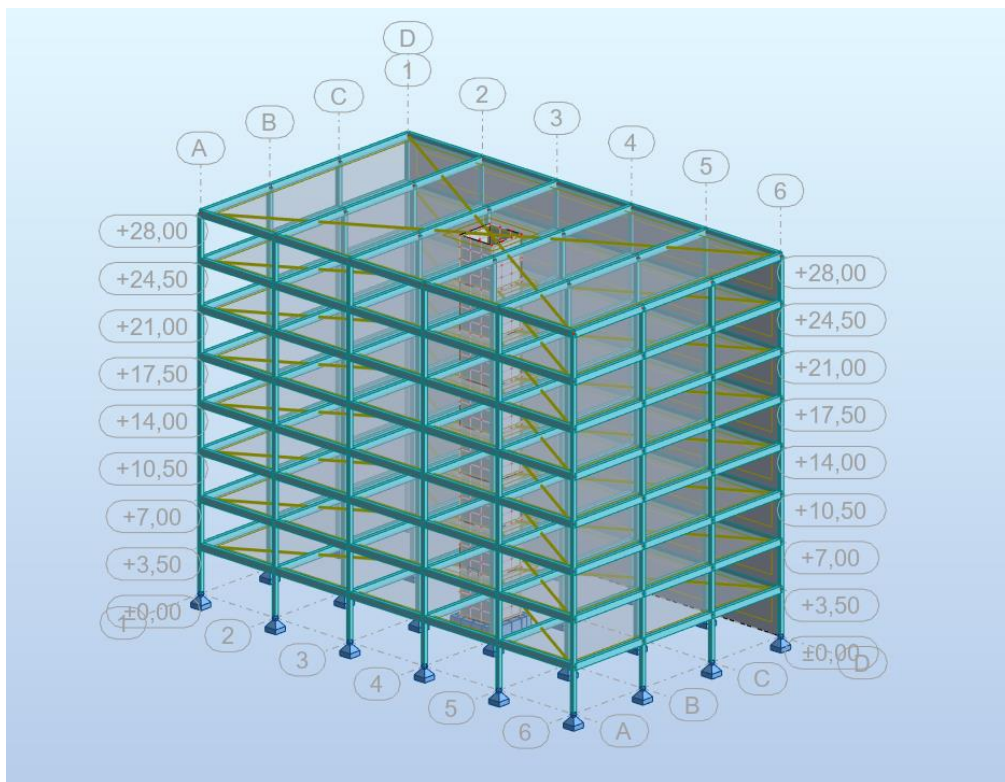
Forskningsstrategien er måten oppgaven går fram på for å komme fram til svar på forskningsspørsmål og problemstilling. Denne vises i figur 14.



Figur 14 - Forskningsstrategi

3.2 Case

For å løse problemstillingen brukes det et eksempelbygg. Et eksempelbygg gjør at det kan regnes på samme konstruksjon gjennom hele oppgaven, og det kan ses på et eksakt slik bygg som er ønskelig. At det lages et eksempelbygg gjør også at det kan modelleres slik at det er kun det som ønskes å se på som blir relevant. Det tas utgangspunkt i plantegningen av boligetasjene i mjøstårnet da dette kan være en mulig løsning å bygge et slik type bygg. Bygget er åtte etasjer høyt og består av bjelke-søylesystem med spenn på 7 meter. Det velges åtte etasjer høyde da dette kan være et aktuelt etasjeantall for boligblokker bygd med tre som byggemateriale i fremtiden. Etasjehøyden skal være 3,5 meter noe som gir oss et 28 meter høyt bygg. Det skal være leddede forbindelser noe som betyr at all stivheten i bygget kommer fra skiver og kjerner.



Figur 15 – Eksempelbygg for case, søyle-bjelke-system med pinned forbindelser og betongkjerne i senter av konstruksjonen

Utgangspunktet er en modell med en kjerne som gir bygget stivhet for å stå i mot vind. Denne kjernen vil være i betong, etter dette vil det ses på hvilke løsninger av tre som kan erstatte denne betongkjernen. Det vil være mange forskjellige treløsninger som alle har til felles at det er skjærskiver som avstiver konstruksjonen. De ulike løsningene modelleres og avstivningsegenskapene sammenlignes. Figur 15 viser hvordan eksempelbygget vil se ut med betongkjernen det tas utgangspunkt i.

Det er valgt å plassere trehuset i Oslo da dette er et aktuelt sted å sette opp denne typen bygg i fremtiden. I Oslo bygges det stadig ut nye felt med større boligblokker, i fremtiden vil mest sannsynlig flere av konstruksjonene som settes opp være trekonstruksjoner. Dette gjør at alle laster er beregnet ut fra Oslo som byggested og med terrengruhetskategori 2. Mange steder i Oslo vil nok ikke terrengruhetskategori to være aktuelt da det er mer bebyggelse noe som gir lavere faktor, men det velges allikevel denne kategorien for at oppgaven blir mer generell for alle steder da valget er en konservativ tilnærming. Det brukes også kun en vindzone over hele vegg. Dette gjør at man får lik last for hele veggflaten, noe som er konservativt.

3.3 Modellering

For å slippe å gjøre mange og kompliserte beregninger for hånd brukes det et FEM-program som gjør utregningene. «Autodesk Robot Structural Analysis» er et mye brukt og godt anerkjent program for slike utregninger. Programmet er enkelt å sette seg inn i, det gir gode beregninger, det er mange kilder med hjelp til problemer som oppstår og det er tilgjengelig gjennom skolen via Autodesk. På grunn av dette velges det å gjøre utregninger og modellering i Robot.

3.3.1 Modellering av grunnmodell

Oppgaven ønsker å se på forskjellige løsninger for plasseringer, tykkelser og lengder av skivene for å se hvilke effekter dette har med tanke på stivhetsegenskaper og materialeeffektivitet. Programmet skal hjelpe til å finne ut av disse effektene. Måten dette løses på er at det bygges opp en grunnmodell med ønskede egenskaper i søyle-bjelke-systemet og med lastene som beregnes. Da det er funnet en tilstrekkelig modell med betongkjerne vil

arbeidet med å finne like gode tre-løsninger starte. I grunnmodellen skal det også legges inn stive etasjeskillere, som det er sett på i teoridelen. Etasjeskillerene modelleres da som rigid diaphragm som regnes med uendelig stivhet i x- og y-retning. De får ingen mesh da de antas å være helt stive elementer. For å være sikre på at dette er riktig testes det forflytning av sjakter. Denne testen viser at uansett hvordan sjakter står plassert vil ikke etasjeskilleren deformere i x- og y-retning. Dermed er det riktig modellert.

Det er viktig for oppgaven at all stivhet ligger i skjærskivene og kjernene som lages. Derfor modelleres bygget med pinned-pinned-forbindelser, altså leddede forbindelser. Dette betyr at alle bjelker og søyler fritt kan roteres noe som gjør at bygget i teorien ikke har noen som helst stivhet utenom skjærskivene og kjernene. For å være sikre på at det ikke ligger noen stivhet i bjelke-søyle-systemet vil gjøres en test der det kun ses på sjakten. I denne testen gjøres lasten om fra hele veggen til å kun virke på sjakten. Hvis man får samme utbøyning ved å kun se på sjakten alene som ved at den står midt i bygget kan vi være sikre på at det ikke finnes noen stivhet i bjelke-søyle-systemet. Dette gir eksakt samme utbøyning og stivhet og dermed er det kun skivene som tilfører konstruksjonen stivhet.

3.3.2 Modellering av KLT-skiver

Skjærskivene som brukes i avstivningen skal være i massivtre, dette ligger ikke inne i Robot. I robot er det mange forskjellige limtrekvaliteter fra norsk standard. Dette dekker ikke massivtreskivene og kvaliteten som er ønskelig å bruke. Dermed må denne utformes ved å sette inn verdier for massivtre. En kjent leverandør av KLT-elementer (krysslamintert tre-elementer) er Stora Enso. For å få så nøyaktige verdier som mulig for KLT-elementene er det beste å legge inn stivhetsmatrisen for disse elementene inn i Robot. Da får man de ortotrope egenskapene massivtre har og det vil gi mer nøyaktige verdier enn å gjøre forenklinger. Verdiene hentes fra Stora Enso sin katalog for stivhetsmatrise (Stora Enso, 2015). Alle verdier og all informasjon i 3.3.2 er hentet herfra.

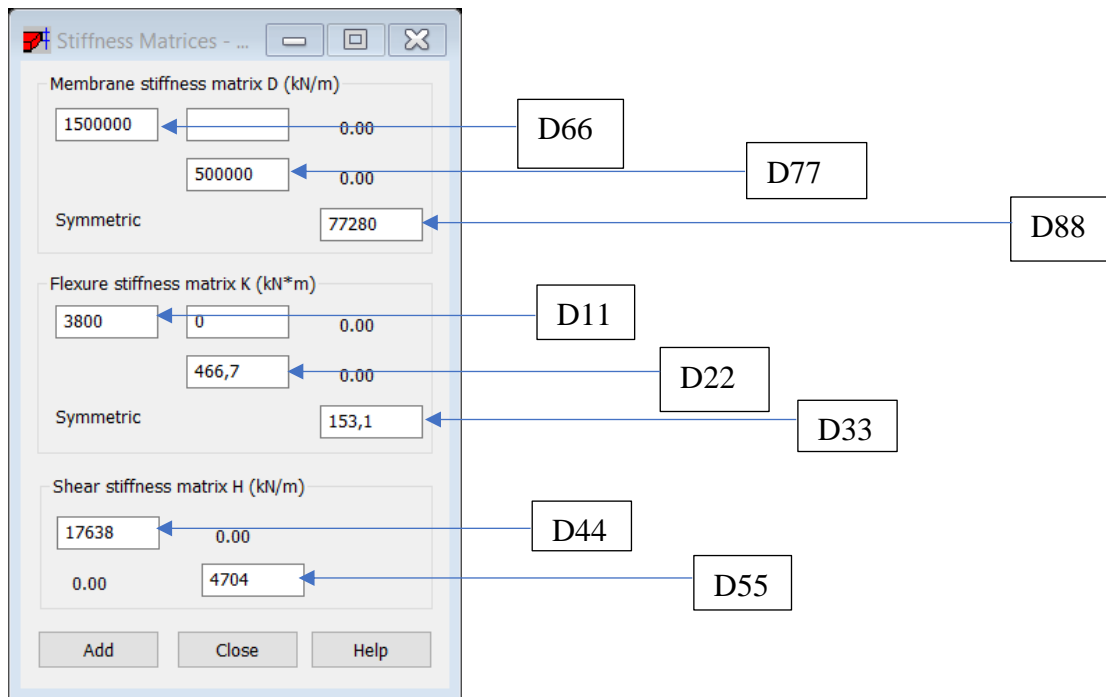
I denne oppgaven er det interessant å se på forskjellige tykkelser på skjærvegger og hvordan byggets avstivning endrer seg med endring av tykkelsen. Derfor er det valgt å se på tre valgte tykkelser for massivtre: 160 mm, 200 mm og 280 mm. Det er valgt å se på skiver med ganske økte tykkelser for å enkelt kunne se hvilke effekter man får av å øke tykkelsen. Samtidig kan det ikke brukes for tynne skjærskiver. I (Juveli, 2016) brukes tykkelsene 140, 180 og 220 mm,

det er i denne oppgaven ønskelig å se også på enda tykkere skiver og enda større forskjell i fra den tynneste til den tykkeste. Hvordan disse tykkelsene bygges opp er forskjellig fra produsent til produsent, og det kan også være ulikt antall lameler på samme tykkelse fra samme produsent. Det velges å ta utgangspunkt i CLT 160 L5s, CLT 200 L7s og CLT 280 L7s-2. Tallet etter bokstaven L sier hvor mange lag det er. L5s og L7s betyr dermed henholdsvis 5 og 7 lag der annet hvert lag ligger i bredde- og lengderetning. Lengderetning er her i skivens lengde, altså i byggets høyderetning, mens bredderetning er i skivens bredde i konstruksjonens xy-plan. Flest lag i bredderetning. L7s-2 betyr at det er sju lag der det er to lag i bredderetning så et lag i lengderetning, deretter et i bredderetning, et i lengderetning som igjen er dekt av to i bredderetning. Det orienteres med flest lag i bredderetning da dette gir høyest stivhet, noe som er visst i kapittel 2.2.1. Fra tabell i katalogen setter vi inn følgende verdier for de ulike tykkelsene inn i egen tabell, tabell 1.

Tabell 1 – Verdier for valgte KLT-tykkelser (Stora Enso, 2015)

KLT-type	D11 kNm	D22 kNm	D33 kNm	D44 kN/m	D55 kN/m	D66 kN/m	D77 kN/m	D88 kN/m
CLT 160 L5s	3.800	466,7	153,1	17.638	4.704	1.500.000	500.000	77.280
CLT 200 L7s	4.533	3.800	299	12.974	25.085	1.000.000	1.500.000	96.600
CLT 280 L7s- 2	21.133	1733	820,3	25.418	8.867	2.500.000	1.000.000	135.240

Disse verdiene må videre fylles inn i Robot på måten som er visst i figur 16. I figuren er det fylt inn verdier for CLT 160 L5s.



Figur 16 – Fyller inn stivhetsmatrise fra Stora Enso

Det samme fylles inn for de andre tykkelsene og veggene er da ferdig definerte og kan settes inn i testmodellene.

Det er viktig å notere seg at Stora Enso har brukt e-modul på $12500 \frac{N}{mm^2}$ i stedet for å bruke $11000 \frac{N}{mm^2}$ ved beregning av verdiene i stivhetsmatrisen. Dette for å gjøre en forenkling som gir et tillegg for den delen av tverrsnittet som ikke ligger i den sterkeste retningen og for å gi et tillegg for limet som er brukt mellom sjiktene (Stora Enso, 2015).

3.3.3 Laster

For å få riktig masse av bygget må det legges på laster. Robot regner selv ut egenlasten av bygget. Bjelke-søyle-systemet er ikke dimensjonert, men det settes inn 300x300 søyler og 300x500 bjelker som en tilnærming, det vil uansett ikke være stor variasjon i byggets tyngde med nøyaktige dimensjoner og det er heller ikke vesentlig i denne oppgaven. Det legges inn 300mm tykke etasjeskillere i massivtre. I tillegg skal det legges på nyttelast for etasjene. Bygget skal være et bolighus og i henhold til Tabell NA.6.2 i NS-EN 1991-1-1 er nyttelast på gulv i boligbygg $2,0kN/m^2$. Selv om det kan være en annen nyttelast for taket på grunn av snø, velges det også her å bruke nyttelast på $2,0kN/m^2$ for å få lik vekt i hele byggets høyde noe

som forenkler kompliserte dynamiske utregninger. I henhold til NS-EN 1990 5.1.3 (7) skal det når det er fare for at dynamiske laster forårsaker frekvenser som kan overskride kravet til brukbarhet utføres påvisning for brukbarhet. Dette betyr i praksis at kun 30% av nyttelasten skal legges på som permanent når vi gjør egenfrekvensanalysen. Dermed settes 0,6 kN/m² som nyttelast.

Vindlasten som modelleres på konstruksjonen beregnes etter vindstandarden NS-EN 1991-1-4. Som tidligere beskrevet brukes Oslo som byggested og terrengruhetskategori 2. Med en referansevindhastighet på 22 m/s gir det en vindkraft på 2,055 kN/m² som virker på veggen.

3.3.4 Opplagerbetingelser

For å få resultater som er riktige i forhold til hvordan det ville blitt praktisk gjennomført er det viktig å legge inn riktige opplager betingelser i sjakter og skjærskiver. Det vil være noe forskjell på hvordan man modellerer opplegg for betong og for massivtre. For betong antas det fast innspenning. Her legges altså inn «fixed» i Robot noe som betyr at det er forhindret mot bevegelse i alle retninger. For massivtre må det gjøres på en annen måte da det ikke er praksis å feste denne så stivt til fundament at den antas som fast innspent. Massivtre vil festes til fundament med braketter av stål, disse vil ofte har såpass myke egenskaper at deformasjon på grunn av bøying og skjær vil være mye mindre enn deformasjonen fra rotasjon og translasjon (Lukacs et al., 2019). På grunn av dette vil det være viktig for resultatet i oppgaven å sette inn riktige betingelser i opplagerne slik at det ikke ser ut til at man får en mye stivere konstruksjon enn det som er reellt. Hvor mye deformasjon det blir på grunn av rotasjon og translasjon er forskjellig ettersom hva slags måte man velger å feste skivene i. I denne oppgaven er man nødt til å gjøre en forenkling der det legges inn opplagerbetingelser som forhindrer forskyvning i x-, y- og z-retning, men at det kan rotere om alle akser. Dette er ikke uproblematisk da dette vil fjerne deformasjon som følge av translasjon. I virkeligheten vil det være slik at om veggene er festet med tett plasserte braketter vil ikke veggene kunne rotere fritt, det vil si at modellene i denne oppgaven får en høyere deformasjon som følge av rotasjon enn det som kanskje er reelt i praksis. At man får for liten deformasjon av translasjon og for høy deformasjon av rotasjon gjør at en allikvel kan se for oss at summen vil bli en god tilnærming.

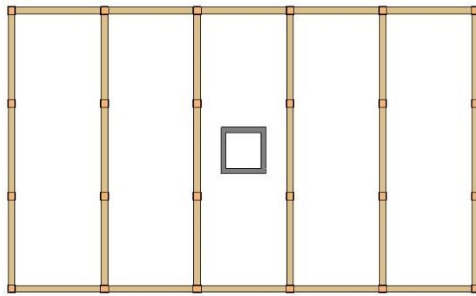
3.4 Testmodeller

I oppgaven skal det ses på hvordan man kan oppnå tilsvarende egenskaper ved bruk av massivtre som ved bruk av betong. For å få til dette vil det lages mange forskjellige modeller som kan gi grunnlag for å analysere hvilke faktorer som er mest effektive for å øke byggets stivhet. I teorien ble det sett på ulike parametere som kan ha innvirkning på konstruksjonens stivhet og ut fra dette blir følgende parametere variert: Veggtykkelse, veggbredde, antall sjakter og skiver, plassering og om det regnes stive forbindelser mellom veggene eller om det regnes at de jobber hver for seg. Alle modellene som lages er symmetriske slik at det ikke trengs å ta hensyn til torsjon av bygget.

Modellene som skal testes presenteres under. Det skal testes vegg lengder på 3 og 6 meter, og veggtykkelser på 0.16, 0.20 og 0.28 meter. Betongsjakten i grunnmodellen er 3 meter så derfor byttes dette direkte over med 3 meter massivtre, for å se effekten av lengdeendring godt velges det også å doble lengden for å se hvor mye dette har å si for byggets avstivende evne.

3.4.1 Betong- og sammenligningsmodell – Modell 0

Den første modellen som lages er grunnmodellen vår som avstives av sjakt i betong, denne sjakten plasseres helt midt i bygget. Denne modellen, vises i figur 17, skal sammenlignes med alle de andre modellene. Dette er også den eneste modellen i betong og det velges her å bruke en sjakt på 3m x 3m med 200mm tykkelse. Grunnen til dette er at da blir maksimal utbøyning 48mm i den øverste etasjen, noe som er lavere enn kravet på maksimalt $H/500 = 56\text{mm}$, samtidig som det ikke brukes unødvendig mye materiale. Det antas B30 betong i sjakten, noe som er en vanlig kvalitet for plastøpt betong (Elementforeningen, 2018).

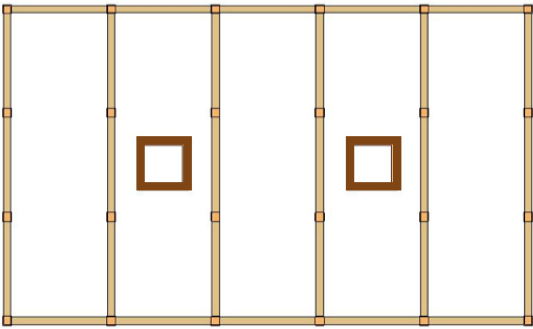
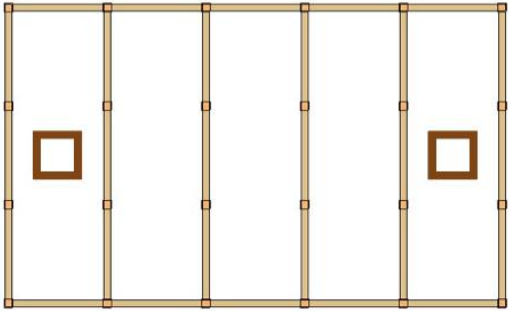


Figur 17 – Modell 0

3.4.2 Sjaktmodeller

Modellene som presenteres i dette kapitlet er modeller som har sjakter som avstiver konstruksjonen. Da er alle skjærveggene i sjakten festet til hverandre. Det skal også ses på effekt av å ha stive forbindelser mellom veggene slik at det dannes tubetverrsnitt mot at de ikke har stive forbindelser.

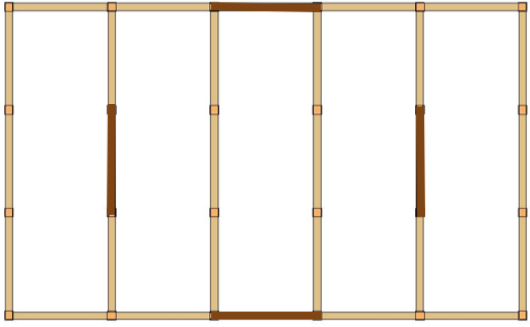
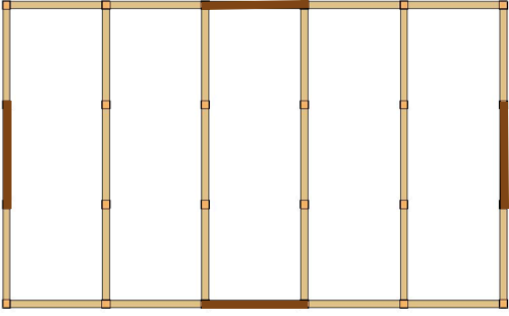
Modellnummer	Bilde	Begrunnelse
Modell 1		<p>I modell 1 skal det først testes å bytte betongskivene i modell 0 mot helt likt volum skjærskiver i KLT og se på dette. Tykkelse og lengde skal varieres for å se på effekten av å endre disse parameterne. Det skal også testes effekt av tubetverrsnitt.</p>

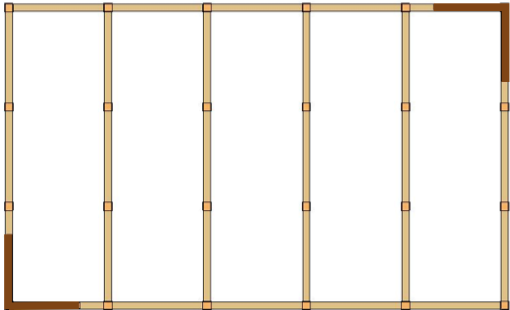
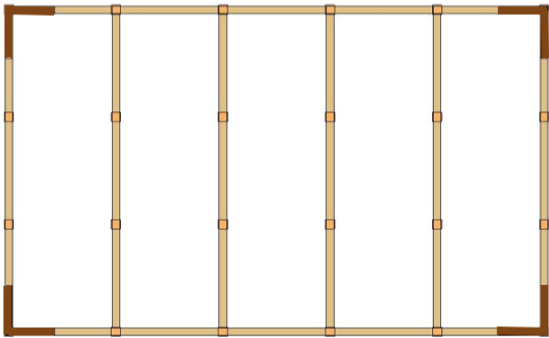
<p>Modell 2</p>		<p>Gjør om til symmetrisk avstivning med to sjakter. Plasseres midt i bygget da teorien viser at dette er effektivt for avstivningsegenskapene. Er en løsning som er mulig å bruke i mange konstruksjoner da det kan være ønskelig å ha trapp og/eller heis midt i bygget.</p>
<p>Modell 3</p>		<p>Flytter sjaktene fra modell 2 helt ut for å se om effekten som er forklart i teoridelen stemmer. Kan også være aktuelt å gjøre dette om en annen planløsning enn i modell 2 ønskes.</p>

3.4.3 Skjærskivemodeller

Disse modellene er løsninger der skivene ikke er plassert i sjakter, men mer fritt plassert. Volumet av KLT holdes konstant som modellene i kapittel 3.4.2, men veggene er flyttet rundt

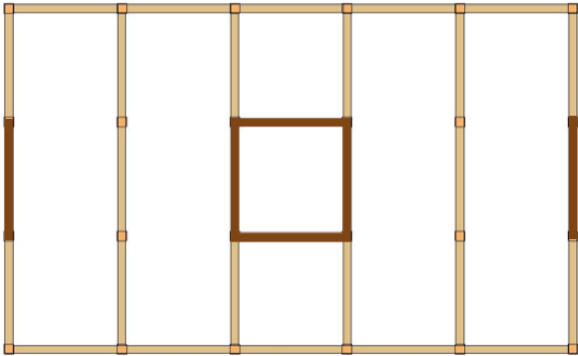
for å se hvilke effekter dette har. Dette kan være interessant da det gir mer fleksibilitet til planløsninger i bygget.

Modellnummer	Bilde	Begrunnelse
Modell 4		I stedet for at sjakten sitter sammen, forsøkes det å flytte hver vegg 7 meter nærmere yttervegg for å se effektene av dette. Å ha veggene inne i bygget kan være gunstig med tanke på planløsning mellom for eksempel boenheter.
Modell 5		Flytter veggene parallelt på kraften ut til ytterveggen og ser på virkningen av dette.

<p>Modell 6</p>		<p>Deler sjakten i to deler og plasserer disse delene i hvert sitt hjørne, avstivningen vil fortsatt være symmetrisk og det er interessant og se hva slags innvirkning dette gir i forhold til de andre løsningene med frittstående skjærvegger.</p>
<p>Modell 7</p>		<p>I stedet for to hjørner settes det et hjørne av skjærvegger i alle hjørnene i konstruksjonen, dette gir samme arealet av vegg som to sjakter og det ses derfor på samme tykkelse og lengde som brukes i sjaktmodellene.</p>

3.4.4 Kombinasjonsmodell

På grunn av at langveggen (35m) er 60% større enn kortveggen (21m) er det ikke nødvendigvis slik at det trengs å ha like mange vegger i begge retninger. I teorien ble det også vist at det er lønnsomt med bred plassering av skiver. På grunn av dette er det interessant å se på effekten av å kombinere tubetverrsnitt og bredt plasserte skiver og se hvilken effekt det gir.

Modellnummer	Bilde	Begrunnelse
Modell 8		Her er det like mange skjærvegger som dekker svak akse som det er ved to sjakter, men fortsatt så er det to hele vegger mindre enn i de modellene. Dette er det interessant å se på effektene av og det brukes samme tykkelser og lengder.

3.5 Stivhet - kontroll

For å kontrollere at Robot-figuren stemmer overens med teorien bak skivestivhet og forskyvning regnes forskyvningen for hånd for grunnmodellen. Utregningene som brukes er fra Betongelementboken (Elementforeningen, 2018). I tillegg gjøres beregninger ved å bruke differensiallikninger fra (Haugan, 2016) for å dobbeltsjekke svaret betonghåndboken gir.

Formlene for bøyestivhet, skjærstivhet og utbøyning ble presentert i teorikapitlet.

I tilfellet som skal kontrolleres er det skjærvegger av B30 betong. Dette gir en E-modul på $30000 \frac{N}{mm^2}$. Det er jevnt fordelt last (q) på $2,055 kN/m^2$. Tverrsnittet har tre meter fra sentrum av vegg til sentrum av vegg og en tykkelse på 0,2 m. Dette gir en lengde på 3,2m. For å bestemme stivhetskoeffisientene k_b og k_s må det ses på hvilket lasttilfelle som opptrer. Her er det jevnt fordelt last, noe som i henhold til (Elementforeningen, 2018) betyr lasttilfelle 2, dette gir en bøyestivhetskoeffisient på 8 og en skjærstivhetskoeffisient på 2/3.

For å spare beregningstid og for å være sikrere på at beregningen er gjort riktig settes dette inn i et regneark der formlene formateres i de ulike cellene, dette gjør også at man kan ta stikkprøver underveis når vi gjør tester med KLT-skiver.

De to kontrollberegningemetodene, som vises i vedlegg A, gir ganske like svar.

Betonghåndboken gir 53,1mm og Haugans gir 50,9mm. Som forventet gir betonghåndbokens metode litt høyere utbøyning da denne skal være til konservativ side. Forskjellen er at betonghåndboken også har et tillegg for skjærdeformasjon. Når betongmodellen kjøres i Robot gir dette 48mm utbøyning, dette kan sies å være innenfor det en kan tåle av avvik fra beregningene da håndberegninger ofte er noe konservative. Dermed kan det konkluderes med at modellen er testet og at den er riktig modellert.

3.6 Dynamiske effekter – verdier og beregningsmåte

De dynamiske egenskapene i bygget skal også vurderes og sammenlignes. Som teorien viste er viktige faktorer egenfrekvens og toppakselerasjon. Egenfrekvensen beregnes av Robot. Robot vil også beregne masse og stivhet som også har betydning for byggets dynamiske egenskaper.

3.6.1 Dempning i konstruksjonen

Dempingegenskapene (δ) i konstruksjonen er viktig for byggets dynamiske oppførsel. I denne oppgaven er bjelke-søyle-systemet av tre for alle modellene, men grunnmodellen har avstivning av betong mens resten av modellene avstives av massivtre. Dette kan gi noe

forskjellig dempning. Som nevnt i teoridelen hentes formelen for demping fra NS-EN 1991-1-4 F.5 (1) og den vises i ligning 24 under.

$$\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d \quad (20)$$

δ_s som er det logarimiske dekrementet av konstruksjonens dempning vil på grunn av forskjellige materialegenskaper i betong og massivtre bli forskjellig. Verdien for betong hentes fra Tabell F.2 i den tidligere standarden og setter til 0,10 som er for armerte betongbygninger. I denne oppgaven er ikke hele bygget betong, da bjelke-søyle-systemet er av tre, men avstivningssystemet er av betong og da betong ofte har lavere konstruksjonsdempning enn tre velges det å sette den til 0,10 for å være på konservativ side. Standarden inneholder ingen verdi for massivtre og det må brukes erfaringstall for å få en best mulig tilnærming. Det er gjort analyser av forskjellige massivtre-konstruksjoner i ulike høyder for å se hvordan dempningsegenskapene er. (Feldmann et al., 2016) I kapittel 2.5.2 ble det vist at ligning 25 gir δ_s på mellom 0,125 og 0,25. (Chopra and Chopra, 1995) Siden hele bygget er av massivtre vil det nok ha noe bedre dempningsegenskaper enn det laveste da noen av byggene også inneholdt noe betong, men samtidig er det ønskelig å være på sikker side, og det velges derfor δ_s på 0,15.

$$\delta_s = \frac{2 \cdot \pi \cdot \xi}{\sqrt{1 - \xi^2}} \quad (21)$$

δ_a , det logaritmiske dekrementet av aerodynamisk dempning for egensvingeformen. Ligning 26 brukes for å finne denne. Verdiene for de ulike komponentene i formelen vises i neste delkapittel, kapittel 3.6.2.

$$\delta_a = \frac{c_f \cdot \rho \cdot b \cdot v_m(z_s)}{2 \cdot n_{1,x} \cdot m_{1,x}} \quad (22)$$

Dempningen på grunn av spesielle innretninger, δ_d , ses bort fra i denne oppgaven.

Alle verdiene som er blitt funnet her settes inn i excel sammen verdier for akselerasjon, for beregninger av akselerasjonen i bygget.

3.6.2 Akselerasjon

Det ønskes å beregne akselerasjon i toppetasjen for å sammenligne de ulike modellene med tanke på hvordan de ligger an i forhold til komfortkravet for boligbygg. For å beregne

akselerasjon må man som vist i kapittel 2.5.3 multiplisere standardavviket med toppfaktoren i henhold til NS-EN 1991-1-4 for Vindlaster. Ligning 27 viser formelen for standardavviket og verdier for de ulike faktorene kommer under.

$$\sigma_{a,x}(z) = \frac{c_f \cdot \rho \cdot b \cdot l_v(z_s) \cdot v_m^2(z_s)}{m_{1,x}} \cdot R \cdot K_x \cdot \Phi_{1,x}(z) \quad (23)$$

Dette er verdier som hentes og regnes ut fra standarden. Kraftfaktoren c_f , lufttettheten ρ , bredden b , turbulensintensiteten høyde z_s fra bakken $l_v(z_s)$ og stedsvindhastigheten for høyde z_s , $v_m(z_s)$, er alle det samme for alle modellene og beregnes en gang i henhold til standarden. K_x , den dimensjonsløse faktoren, brukes det for enkelthetskyld tilnærmingen i standarden for å beregne. Fra tillegg F.3 (1) hentes $\xi=1,0$, noe som gir oss $K_x=1,5$. Egensvingeformen i vindretning, $\Phi_{1,x}(z)$, bestemmes også fra tillegg F.3(1) og settes lik 1,0. Til slutt gjenstår $m_{1,x}$, den ekvivalente massen, som beregnes av Robot.

Under, i ligning 28, vises formelen for toppfaktor og verdiene for faktorene som inngår i denne.

$$k_p = \sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)}} \quad (24)$$

Oppkryssningsfrekvensen, v , skal for beregning av toppverdien for akselerasjon settes lik egenfrekvensen n , og midlingstiden settes $T=600$ sekund i henhold til standard.

Egenfrekvensen gis av simuleringen i Robot. Alle modellene i denne oppgaven er symmetriske. De har samme vekt i alle etasjer, lik horisontallast på hele veggen, symmetrisk avstivning og det ses kun på last fra en retning. Dette gir systemet en frihetsgrad som er translasjon i vindretningen. På grunn av dette skal mode 1 brukes for å hente ut egenfrekvensen til bygget (Chopra and Chopra, 1995).

Verdiene man får fram her puttes inn i ligning 29, og akselerasjonen for modellen fås ut.

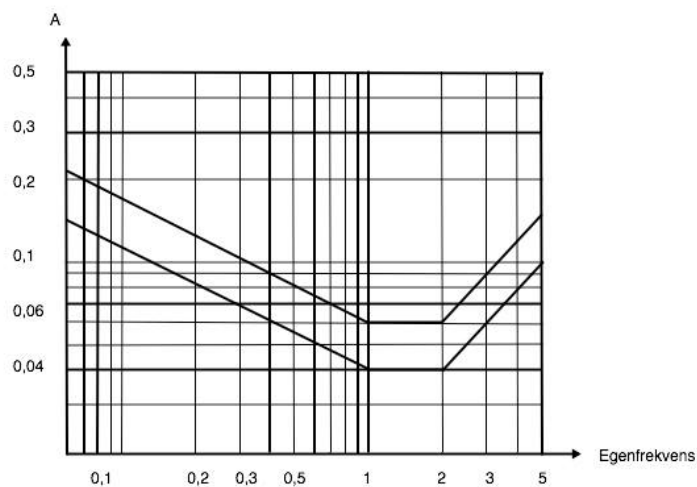
$$A = \sigma_{a,x}(z) \cdot k_p \quad (25)$$

For å slippe å gjøre beregningene for hånd for hver modell lages et excel-dokument der verdiene settes inn og det lages formler som gjør beregningene fortløpende. Der legges formlene inn i cellene slik at det bare er å putte inn verdier fra Robot så beregner programmet akselerasjonen. Hvordan regnearket ser ut vises i tabell 2.

Tabell 2 – Regneark for beregning av toppakselerasjon

Input parametere	Verdi	Enhet	Faste verdier	
Høyde	h	28 m	Fra Robot	
Bredde	b	35 m	Varierende verdier	
Lufttetthet	ρ	1,25 kg/m ³	Resultat	
Kraftfaktor	C_f	2,35		
Referansehøyde	z_s	16,8 m		
Midlingstid	T	600 s		
Turbulensintensiteten	$I_v(z_s)$	0,171		
Turbulenslengdeskala	$L(z_s)$	82,7022 m		
	α	0,52021		
	z_r	200 m		
	L_r	300 m		
	z_0	0,05 m		
Bakgrunnsfaktor	B^2	1		
Stedsvindhastigheten	$v_m(z_s)$	24,3 m/s		
	$v_m^2(z_s)$	590,49 m ² /s ²		
Dimensjonsløs faktor	K_x	1,5		δ_s
Fundamental egensvingningsform	$\Phi_{1,x}(z)$	1	Betong	Tre
Konstruksjonens demping	δ_s		0,1	0,15
Masse	m	kg		
Ekvivalent masse	$m_{1,x}$	0 kg/m		
Egenfrekvens	$n_{1,x}$	Hz		
Oppkryssingsfrekvens	v	0 Hz		
Logaritmisk demping	δ	#DIV/0!		
	δ_a	#DIV/0!		
Resonansresponsfaktor	R^2	#NAME?		
	R	#NAME?		
Dimensjonsløs tetthetsfunksjon	$S_L(z_s, n_{1,x})$	0		
Dimensjonsløs frekvens	$f_L(z_s, n_{1,x})$	0		
Aerodynamisk admittansfunksjon	R_h	#DIV/0!		
	R_b	#DIV/0!		
	η_h	0		
	η_b	0		
Akselerasjonens standardavvik	$\sigma_{a,x}$	#DIV/0! m/s ²		
Toppfaktor	k_p	#NUM!		
Toppakselerasjon	A	#NUM! m/s ²		

Resultatet for akselerasjonen A og egenfrekvensen må settes inn i diagrammet for komfortkrav fra ISO 10137, som vist i figur 13.



Figur 13 – Komfortkrav fra ISO 10137

For å oppnå kravet skal det ligge under den nederste grafen som er for boligbygg. Modellene med tilfredsstillende stivhet vil etter de er testet sammenlignes i dette diagrammet.

4 Resultater og analyse

I dette kapitlet skal modellene som er presentert i metodekapitlet testes. Betongmodellen som er sammenligningsgrunnlag for de andre er den første som blir testet og de andre modellene vil senere bli sammenlignet mot denne. Ettersom de ulike modellene skal testes med forandring av ulike parametere som økt tykkelse, økt lengde og endret plassering av skjærskivene vil virkningen av dette bli kommentert og dersom virkningen er lav i forhold til tjente avstivningsegenskaper vil endringen av disse parameterene ikke fortsette i de videre modellene.

For grunnmodellen vil det vises hvordan resultatene hentes fra Robot, settes inn i regneark og fram til den ferdige tabellen med oversikt over interessante verdier.

4.1 Grunnmodell (Modell 0)

Grunnmodellen med en betongsjakt i midten er først ut til å bli testet. Det kjøres en modalanalyse i Robot etter påsatt nyttelast og vindlast og robot regner selv ut egenlasten av bygget. Egenlasten og nyttelasten gir tilsammen total masse i bygget. Resultatet av forskyvning fås fra Robot som vist i figur 18 under. Det er forskyvningen i y-retning, UY, som skal betraktes. Siden kraften er modellert i negativ y-retning vil også forskyvningen skje i negativ y-retning. Da får man negativt og man må se på MIN i figuren og ikke MAX. Det aktuelle resultatet hentes fra ruten med ring rundt.

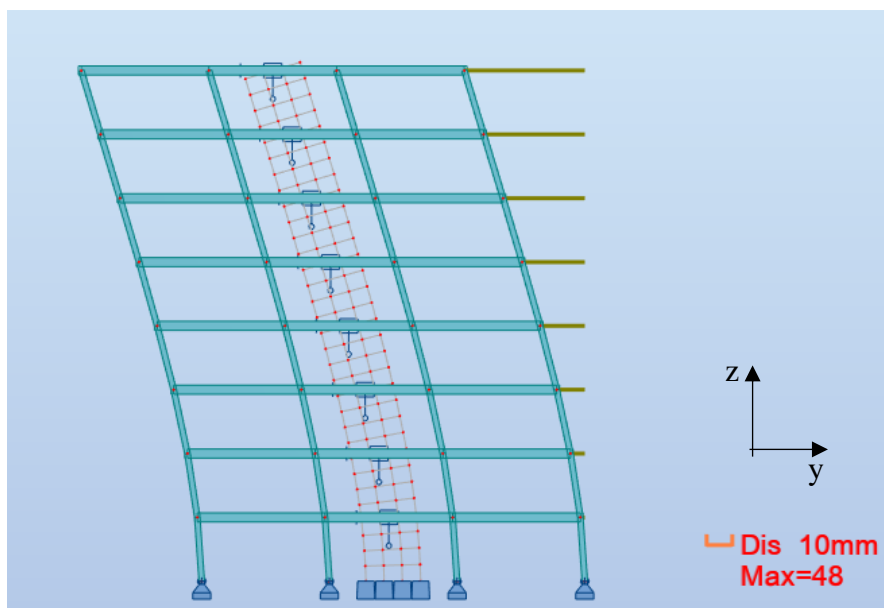
	UX (mm)	UY (mm)	UZ (mm)	RX (Rad)	RY (Rad)	RZ (Rad)
MAX	0	0,0	3	0,002	0,000	0,000
Node	247	1	818	748	90	275
Case	3	3	3	3	3	3
MIN	0	-48	-3	0,0	-0,000	-0,000
Node	267	218	778	1	87	91
Case	3	3	3	3	3	3

Figur 18 – Største deformasjon er på 48mm i toppen (negativ på grunn av globalt koordinatsystem)

Case/Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Rel.mas.UZ (%)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)	Cur.mas.UZ (%)	Total mass UX (kg)	Total mass UY (kg)
4/ 1	0,92	1,09	0,00	0,00	0,0	0,00	0,00	0,0	1315796,57	1315796,57

Figur 19 – Resultater for modalanalyse, mode 1 er aktuell for denne oppgaven

I figur 19 vises resultatene for modalanalysen, her er det mode 1 som er aktuell. Frekvensen finnes under «Frequency» i Hz og massen finnes ved «Total mass UY» i kg. At massen er UY betyr at den er om y-akse. Figur 20 viser deformasjonen i bygget med globalt koordinatsystem.



Figur 20 – Bilde på deformasjonen i Modell 0

Resultatene som tas ut fra Robot er maks deformasjon (top story drift) på 48mm, egenfrekvens på 0,92 Hz og total masse på 1315796,57 kg. Dette settes inn i regneark som gjør beregningene. Beregning for stivhet vises i tabell 3 og for akselerasjon vises i tabell 4.

Tabell 3 – Beregning av total stivhet (K)

δ_{tot}	48	mm	$K = \frac{H}{\delta}$
H	2013900	N	
K	41956250	N/m	

Tabell 4 – Beregning av toppakselerasjon

Input parametere	Verdi	Enhet
Høyde	h	28 m
Bredde	b	35 m
Lufttetthet	ρ	1,25 kg/m ³
Kraftfaktor	c_f	2,35
Referansehøyde	z_s	16,8 m
Midlingstid	T	600 s
Turbulensintensiteten	$I_v(z_s)$	0,171
Turbulenslengdeskala	$L(z_s)$	82,7022 m
	α	0,52021
	z_t	200 m
	L_t	300 m
	z_0	0,05 m
Bakgrunnsfaktor	B^2	1
Stedsvindhastigheten	$v_m(z_s)$	24,3 m/s
	$v_m^2(z_s)$	590,49 m ² /s ²
Dimensjonsløs faktor	K_x	1,5
Fundamental egensvingningsform	$\Phi_{1,x}(z)$	1
Konstruksjonens dempning	δ_s	0,1
Masse	m	1315797 kg
Ekvivalent masse	$m_{1,x}$	46992,7 kg/m
Egenfrekvens	$n_{1,x}$	0,92 Hz
Oppkryssingsfrekvens	v	0,92 Hz
Logaritmsk dempning	δ	0,10103
	δ_a	0,00103
Resonansresponsfaktor	R^2	0,08517
	R	0,29184
Dimensjonsløs tetthetsfunksjon	$S_L(z_s, n_{1,x})$	0,06291
Dimensjonsløs frekvens	$f_L(z_s, n_{1,x})$	3,13111
Aerodynamisk admittansfunksjon	R_h	0,18404
	R_b	0,1506
	η_h	4,87638
	η_b	6,09547
Akselerasjonens standardavvik	$\sigma_{a,x}$	0,09671 m/s ²
Toppfaktor	k_p	3,72231
Toppakselerasjon	A	0,35997 m/s ²

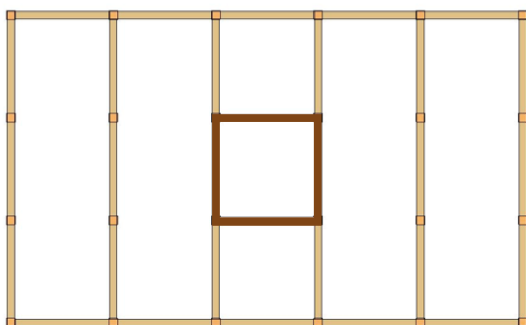
Tabell 5 viser hvordan resultatene presenteres.

Tabell 5 – Verdier som skal sammenlignes i tabell for modell 0

Modellnummer	Tykkelse vegg(m)	Lengde vegg(m)	Volum vegg(m ³)	Deformasjon(mm)	Egenfrekvens	Stivhet N/m	Akselerasjon ($\frac{m}{s^2}$)
Modell 0	0,2	3	62,72	48	0,92	41956250	0,35997

Ser at grunnmodellen får en stivhet på 41956250 $\frac{N}{m}$ og toppakselerasjon på 0,35997 $\frac{m}{s^2}$ med et skjærskivevolum på 62,72 m³. Det er dette de neste testmodellene skal sammenlignes mot ved at det brukes KLT i stedet for betong i skivene.

4.2 Modell 1



Figur 21 – Modell 1

I modell 1 skiftes betongveggene ut med massivtre, først ved å bare bytte ut og få helt like størrelser, deretter ved å forsøke ulike lengder og tykkelser på veggene. Til slutt vil det ses på effekten av å gjøre om fra sjakt-tverrsnitt til enkelte skivevegger.

For å enkelt kunne sammenligne modell 0 med KLT-modellene lages det også en oversikt der volumendring, stivhetsendring og akselerasjonsendring fra modell 0 vises.

Tabell 6 – Resultater for modell 1 med ulike tykkelser og lengder på skiver

Modellnummer	Tykkelse vegg(m)	Lengde vegg(m)	Volum vegg(m^3)	Deformasjon(mm)	Egenfrekvens	Stivhet N/m	Akselerasjon ($\frac{m}{s^2}$)
Modell 0	0,2	3	62,72	48	0,92	41956250	0,35997
Modell 1.1	0,2	3	62,72	394	0,18	5111421	1,45088
Modell 1.2	0,28	3	85,30	181	0,2	11126519	1,34301
Modell 1.3	0,16	3	50,89	314	0,15	6413694	1,61635
Modell 1.4	0,2	6	129,92	70	0,49	28770000	0,64188
Modell 1.5	0,16	6	104,65	65	0,44	30983077	0,72143
Modell 1.6	0,28	6	179,38	37	0,58	54429730	0,52858
Modell 1.7	0,16	5	86,73	93	0,33	21654838	0,93489

Tabell 7 – Volumøkning, endring stivhet (ΔK) og endring akselerasjon (ΔA) fra modell 0

Modellnummer	Volumøkning i %	ΔK	ΔA
Modell 0	0		
Modell 1.1	0	-88 %	303 %
Modell 1.2	36 %	-73 %	273 %
Modell 1.3	-19 %	-85 %	349 %
Modell 1.4	107 %	-31 %	78 %
Modell 1.5	67 %	-26 %	100 %
Modell 1.6	186 %	30 %	47 %
Modell 1.7	38 %	-48 %	160 %

Det første som kan leses ut fra testresultatene for modell 1 er at allerede nå kan 200 mm skiven, Clt 200 L7s, ekskluderes fra videre tester. Denne skiven har dårligere bøyestivhet enn 160 mm skiven. Dette virker litt rart, men det kan også synes ut fra stivhetsmatrisen da sterkeste retningen er svakere i 200mm enn i 160mm skiven. Siden det er ønskelig å finne volumeffektive løsninger kan denne altså fjernes for videre testing. I modell 1.6 er både lengde og tykkelse økt vesentlig og det er skjedd en volumøkning på 186%. Ved så stor volumendring har konstruksjonen høyere stivhet enn betongmodellen, men den vil også ha høyere akselerasjon noe som vil si dårligere dynamiske egenskaper. Modell 1.7 er laget for å teste hvilken effekt man har av å øke volumet omtrent like mye ved å endre enten tykkelse eller lengde. Denne modellen sammenlignes mot modell 1.2. Modell 1.2 har volumøkning fra grunnmodellen på 36% mens modell 1.7 har volumøkning på 38%. I modell 1.2 er det tykkelsen som er økt, mens i modell 1.7 er det lengden av vegg som er økt. Her kan vi se at tallene er ganske klare på hva som er fordelaktig. Modell 1.7 gir 94% høyere stivhet enn modell 1.2. Den gir også 30% lavere toppakselerasjon og over 50% høyere egenfrekvens. Dette med et volum som er omtrent likt modell 1.2. Altså er det svært fordelaktig å endre parameteren lengde av vegg framfor tykkelse av vegg. Derfor vil resten av testene kun bruke 160 mm tykkelse også vil vegg lengdene og plasseringene endres.

Alle modellene som er testet til nå har hatt stive bindinger mellom veggene, det vil si fri kraftoverføring, noe som gir at hele sjakten ses på som et tverrsnitt. Derfor er det ønskelig å teste om effekten av å ha slike forbindelser er like vesentlig som det ble skrevet om i teoridelen. Grunnen til at dette er interessant er at det kan kreve sterke forbindere for å skape et helt stivt tverrsnitt og at det vil være lettere å lage vegger som ikke sitter sammen. Derfor

testes den sterkeste modellen fra de tidligere testene modell 1.6 med vegger som ikke sitter sammen. Når det er skjærvegger som ikke sitter sammen vil veggene som er orientert 90 grader på horisontalkraften ikke tilføre konstruksjonen noe stivhet, derfor vil ikke disse veggene tas med i volumberegningen. Veggene må likevel tas med i testene for å få rett masse av konstruksjonen. Dette gjelder for alle modeller som har vegger som ikke tilfører stivhet videre også. Modellen kalles modell 1.6B og sammenlignes med modell 0 og modell 1.6.

Tabell 8 – Resultat ved å ikke ha stivt sjakt-tverrsnitt

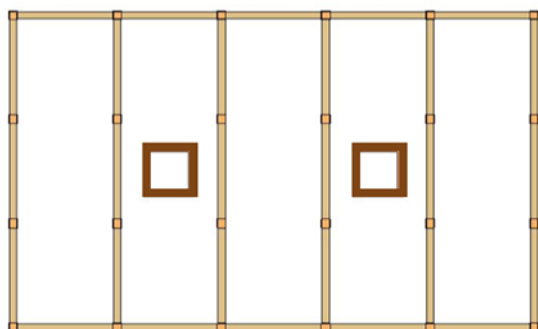
Modellnummer	Tykkelse vegg(m)	Lengde vegg(m)	Volum vegg(m^3)	Deformasjon(mm)	Egenfrekvens	Stivhet N/m	Akselerasjon ($\frac{m}{s^2}$)
Modell 0	0,2	3	62,72	48	0,92	41956250	0,35997
Modell 1.6	0,28	6	179,38	37	0,58	54429730	0,52858
Modell 1.6B	0,28	6	89,69	97	0,27	20761855	1,07071

Tabell 9 – Endringer i ikke stivt sjakt-tverrsnitt

Modellnummer	Volumøkning i %	ΔK	ΔA
Modell 0	0	0	0
Modell 1.6	186 %	30 %	47 %
Modell 1.6B	43 %	-51 %	197 %

Ut fra disse testene kan vi se at det som er sett på i teorien stemmer for disse modellene også. Når skiveveggene kobles fra hverandre blir stivheten under halvparten av hva den er når det er koblet sammen. Også de dynamiske egenskapene blir vesentlig mye dårligere når veggene kobles fra hverandre. Volumet skjærskive fra 1.6 til 1.6B halveres, men det gir mye dårligere avstivningsegenskaper så dermed er det bevist at det lønner seg å ha sjakter som kan regnes som tubetverrsnitt. Nå som dette er bevist og oppgaven ønsker å finne løsninger med lavest mulig volum av massivtre, vil det kun bli sett på løsninger der veggene er koblet stivt sammen i den videre testingen.

4.3 Modell 2



Figur 22 – Modell 2, to sjakter

I modell 2 gjøres det om fra bruk av en sjakt til å bruke to sjakter. Det er interessant å teste med sjakter på 3x3 meter for så å doble lengdene og se hvor mye bedre egenskaper konstruksjonen får. Resultatene for dette er presentert i tabell 10.

Tabell 10 – Resultater for modell 2

Modellnummer	Tykkelse vegg(m)	Lengde vegg(m)	Volum vegg(m ³)	Deformasjon(mm)	Egenfrekvens	Stivhet N/m	Akselerasjon ($\frac{m}{s^2}$)
Modell 0	0,2	3	62,72	48	0,92	41956250	0,35997
Modell 2.1	0,16	3	101,79	157	0,41	12827388	0,757
Modell 2.2	0,16	6	209,31	33	0,96	61027272	0,313

Tabell 11 – Endringer modell 2

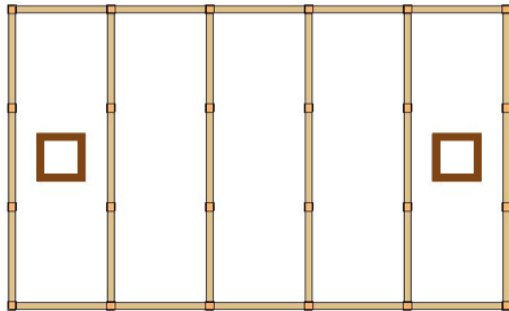
Modellnummer	Volumøkning i %	ΔK	ΔA
Modell 0	0		
Modell 2.1	62 %	-69 %	110 %
Modell 2.2	234 %	45 %	-13 %

Resultatene viser at modell 2.2 er den foreløpig første modellen som gir bedre avstivningsegenskaper, både statisk og dynamisk. Fra modell 2.1 til modell 2.2 dobles volumet, men denne doblingen gir nesten fem ganger høyere stivhet og 2,4 ganger lavere akselerasjon, noe som viser at man får bra utbytte av å øke lengden vegg. Videre vil det være

interessant å se om bredere plassering av sjakter vi ha noe invirkning på byggets avstivende evne.

4.4 Modell 3

Modell 3 er lik modell 2, bortsett fra at sjaktene er plassert bredere. Dette vises i figur 23.



Figur 23 – Modell 3

Modell 3 er interessant å sammenligne med modell 2 for å se om det har noen effekt hvor i bygget det velges å plassere de avstivende sjaktene. Resultatene vises i tabell 12.

Tabell 12 – Resultater for modell 3

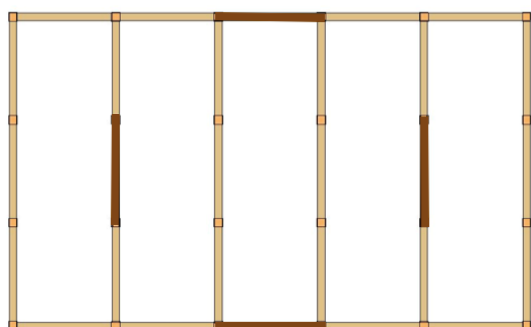
Modellnummer	Tykkelse vegg(m)	Lengde vegg(m)	Volum vegg(m ³)	Deformasjon(mm)	Egenfrekvens	Stivhet N/m	Akselerasjon ($\frac{m}{s^2}$)
Modell 0	0,2	3	62,72	48	0,92	41956250	0,35997
Modell 3.1	0,16	3	101,79	157	0,58	12827388	0,536
Modell 3.2	0,16	6	209,31	32	1,25	62934375	0,231

Tabell 13 – Endringer modell 3

Modellnummer	Volumøkning i ΔK	ΔA
Modell 0	0	
Modell 3.1	62 %	-69 % 49 %
Modell 3.2	234 %	50 % -36 %

Resultatene for modell 3 gir tilnærmet helt lik stivhet som modell 2. Det fås en liten økning i stivhet i modell 3.2 i forhold til modell 2.2, men ikke av særlig stor betydning. De dynamiske egenskapene på sin side viser seg å ha en vesentlig fordel av å benytte bredt plasserte sjakter. Ved bruk av den minste sjakten får konstruksjonen 29% lavere akselerasjon ved å bruke de bredeste plasserte sjaktene enn ved bruk av smalere plasserte. Bruk av den største sjakten gir 26% lavere akselerasjon ved brede enn ved smale sjakter. Forskjellen mellom bruk av brede og smale sjakter er altså av klar betydning for byggets avstivningsegenskaper og er absolutt noe å ta med seg til videre testing. Da det virker klart at bredere sjakter er effektivt for å forbedre de dynamiske egenskapene.

4.5 Modell 4



Figur 24 – Modell 4

I modell 4 som er vist i figur 24 skal det ses på om alle veggene splittes og forflyttes utover i konstruksjonen. Hensikten med denne modellen er å senere sammenligne denne med modell 5 for å se på effekten av å flytte skivene som ligger i samme retning som kraften helt ut til yttervegg, slik at man får fire vegger på konstruksjonens yttervegg. For modell 1 viste resultatene at når veggene kobles fra hverandre blir stivheten mye mindre enn ved bruk av sammenkoblet sjakt. Det er spennende å se hva som skjer når de ikke er koblet sammen, men ligger lenger unna. Resultatene for testen kan ses i tabell 14.

Tabell 14 – Resultater for modell 4

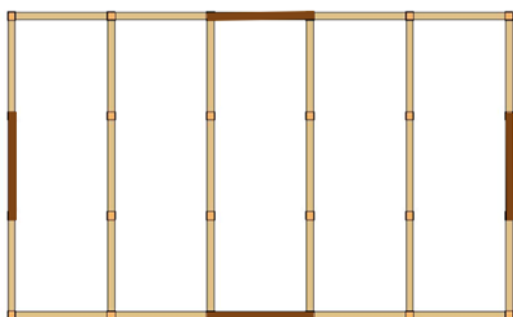
Modellnummer	Tykkelse vegg(m)	Lengde vegg(m)	Volum vegg(m ³)	Deformasjon(mm)	Egenfrekvens	Stivhet N/m	Akselerasjon ($\frac{m}{s^2}$)
Modell 0	0,2	3	62,72	48	0,92	41956250	0,35997
Modell 4.1	0,16	6	53,76	91	0,75	22130769	0,400

Tabell 15 – Endringer modell 4

Modellnummer	Volumøkning i %	ΔK	ΔA
Modell 0	0		
Modell 4.1	-14%	-47%	11%

Resultatene for modell 4.1 vil diskuteres sammen med resultatene for modell 5.

4.6 Modell 5



Figur 25 – Modell 5

I modell 5 flyttes veggene parallelt på kraften ut til yttervegg, som vist i figur 25. Etter resultatene i modell 2 og 3 viste at effekten av å flytte ut sjaktene hadde minimal effekt for stivheten forventes det ikke at effekten blir så stor her heller. Det testes allikevel for å være sikker på om det har noen effekt eller ikke. Resultatet vises i tabell 16.

Tabell 16 – Resultat for modell 5

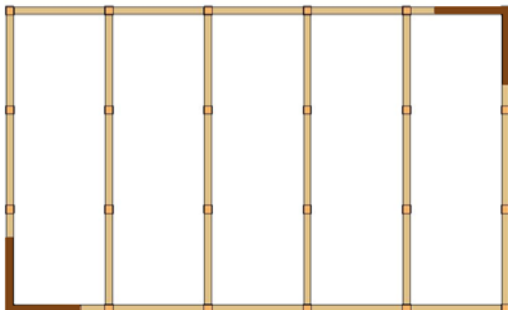
Modellnummer	Tykkelse vegg(m)	Lengde vegg(m)	Volum vegg(m^3)	Deformasjon(mm)	Egenfrekvens	Stivhet N/m	Akselerasjon ($\frac{m}{s^2}$)
Modell 0	0,2	3	62,72	48	0,92	41956250	0,35997
Modell 5.1	0,16	6	53,76	91	0,75	22130769	0,400

Tabell 17 – Endringer modell 5

Modellnummer	Volumøkning i %	ΔK	ΔA
Modell 0	0		
Modell 5.1	-14 %	-47 %	11 %

Resultatet for modell 5 er helt identisk resultatet i modell 4. Det gir altså ingen effekt å flytte veggene ut. Det som derimot kan hentes ut fra modellene er at det kan sammenlignes med modell 1.8 der det var en sjakt i midten av konstruksjonen der veggene ikke var stivt koblet sammen. I modell 1.8 var volumøkningen fra grunnmodellen mye større enn i modell 4.1 og 5.1 og fortsatt var avstivningsegenskapene vesentlig dårligere. Dette viser at hvis en ikke skal bruke sjakter med vegger som er koblet stivt sammen så er det mer lønnsomt for byggets avstivning å flytte skjærveggene utover i konstruksjonen.

4.7 Modell 6



Figur 26 – Modell 6

I modell 6, vist i figur 26, forsøkes det å dele en sjakt i to og flytte ut til hjørnene av bygget. Skjærskivene er her stivt forbundet. Det er interessant å se hva slags resultater en får ved å bruke denne løsningen framfor bruk av en sjakt i midten av konstruksjonen. Derfor testes samme lengder som ble testet i modell 1, det vil si 3m og 6m. Resultatene presenteres i tabell 18.

Tabell 18 – Resultater modell 6

Modellnummer	Tykkelse vegg(m)	Lengde vegg(m)	Volum vegg(m^3)	Deformasjon(mm)	Egenfrekvens	Stivhet N/m	Akselerasjon ($\frac{m}{s^2}$)
Modell 0	0,2	3	62,72	48	0,92	41956250	0,35997
Modell 6.1	0,16	3	50,89	355	0,34	5672958	0,901
Modell 6.2	0,16	6	104,65	80	0,71	25173750	0,425

Tabell 19 – Endringer modell 6

Modellnummer	Volumøkning i %	ΔK	ΔA
Modell 0	0		
Modell 6.1	-19 %	-86 %	150 %
Modell 6.2	67 %	-40 %	18 %

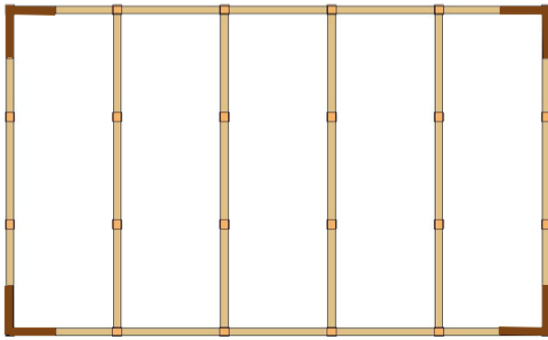
Sammenlignes resultatene i denne modellen med sjaktmodellene med tilsvarende volum skjærskiver i modell 1, det vil si modell 1.3 og modell 1.5, er resultatene litt blandet.

Modellene fra modell 1 gir høyere stivhet i begge tilfeller, forskjellen på stivhetene kommer når lengden økes. Det vil si at ved korte vegger er det ikke stor forskjell i stivhet, men når lengden økes blir forskjellen mer vesentlig. Akselerasjonen i konstruksjonen derimot er 44% lavere for modellen med 3 meter lange vegger og 41% lavere for modellen med 6 meter lange vegger i modell 6.

På grunn av bedre dynamiske egenskaper med vegger i hjørnene kan det være interessant å se på en modell til med vegger i alle hjørner og sammenligne opp mot modellene der det er brukt to sjakter. Dette skal gjøres i modell 7.

4.8 Modell 7

I modell 7 lages det fire hjørner med skjærvegger, dette gir samme volum skjærvegg som man får ved bruk av to sjakter. Resultatene for modell 6 viste positiv virkning for dynamiske egenskaper ved å bruke hjørner i stedet for sjakt, mens stivheten ble litt dårligere. Illustrasjon av modellen vises i figur 27.



Figur 27 – Modell 7

Modell 7 bruker samme lengder som ble brukt i modell 2 og 3, det vil si 3m og 6m. Dette gjøres for å enkelt kunne sammenligne resultatene. Modell 3 ga best resultat av de to og derfor sammenlignes denne modellen med modell 3. Resultatene for modell 7 vises i tabell 20 under.

Tabell 20 – Resultater for modell 7 satt sammen med resultater for modell 3

Modellnummer	Tykkelse vegg(m)	Lengde vegg(m)	Volum vegg(m^3)	Deformasjon(mm)	Eigenfrekvens	Stivhet N/m	Akselerasjon ($\frac{m}{s^2}$)
Modell 0	0,2	3	62,72	48	0,92	41956250	0,35997
Modell 3.1	0,16	3	101,79	157	0,58	12827388	0,536
Modell 3.2	0,16	6	209,31	32	1,25	62934375	0,231
Modell 7.1	0,16	3	101,79	153	0,58	13162745	0,526
Modell 7.2	0,16	6	209,31	34	1,19	59232352	0,227

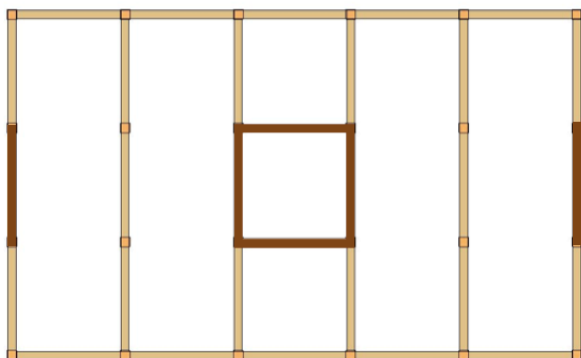
Tabell 21 – Endringer modell 7

Modellnummer	Volumøkning i %	ΔK	ΔA
Modell 0	0		
Modell 3.1	62 %	-69 %	49 %
Modell 3.2	234 %	50 %	-36 %
Modell 7.1	62 %	-69 %	46 %
Modell 7.2	234 %	41 %	-37 %

Fra tabellen ser en at man får litt høyere stivhet ved å bruke to sjakter, særlig ved vegg lengde på 6 meter. Man ser også at man får litt bedre dynamiske egenskaper ved å bruke hjørner framfor sjakter.

Etter å ha sett på modell 6 og modell 7 med bruk av hjørner har det blitt bevist at dette gir dårligere stivhet enn bruk av sjakter. De dynamiske egenskapene bedres en del for modellene med en sjakt og to hjørner, men det anses at stivheten er mest kritisk og derfor utelukkes bruk av hjørner som løsning.

4.9 Modell 8



Figur 28 – Modell 8

Modell 8 som er vist i figur 28 er en slags kombinasjonsmodell mellom bruk av sjakt og enkle skjærskiver. Dette er interessant fordi da avstives det ekstra ved svak akse, det trengs ikke like stivt system mot krefter i sterk akse og derfor kan dette være materialeffektivt. For å se på virkningen av dette vil det bli sett på vegger på 3m og 6m.

Tabell 22 – Resultater for modell 8

Modellnummer	Tykkelse vegg(m)	Lengde vegg(m)	Volum vegg(m ³)	Deformasjon(mm)	Egenfrekvens	Stivhet N/m	Akselerasjon(m/s ²)
Modell 0	0,2	3	62,72	48	0,92	41956250	0,35997
Modell 8.1	0,16	3	77,77	148	0,41	13607432	0,752
Modell 8.2	0,16	6	158,41	38	0,87	52997368	0,332

Tabell 23 – Endringer modell 8

Modellnummer	Volumøkning i %	ΔK	ΔA
Modell 0	0		
Modell 8.1	24 %	-68 %	109 %
Modell 8.2	153 %	26 %	-8 %

Tabell 22 viser resultatene fra testingen av modell 8. Det var også planlagt å teste 7 meter, men siden 6 meter vegger var bedre enn betongmodellen ble 7 meter vegg lengde utelatt fra testingen. Ser at ved volumøkning på 153% vil både stivhet og akselerasjon bli bedre enn modell 0.

4.10 Sammenheng mellom stivhet og volum i ulike modeller

Når alle modellene er testet er det interessant å se på sammenhengen mellom stivhet og volum i de ulike modellene for å finne ut hvilken modell som gir mest stivhet per volum skjærskive. For å gjøre dette lages det et mål der stivheten i modellen deles på volumet av vegg som brukes. Høyest mulig er gunstig. Kun resultater fra modellene som har bedre stivhet enn betongmodellen vil bli presentert. Resultatene har også vist at det ikke er effektivt å endre tykkelse så modellene med økt tykkelse vil heller ikke bli med i denne sammenligningen. Modellene som blir med i sammenligningen er da 2.2, 3.2, 7.2 og 8.2. Resultatene vises i tabell 24.

Tabell 24 – Resultater som stivhet per m^3 skjærskiver

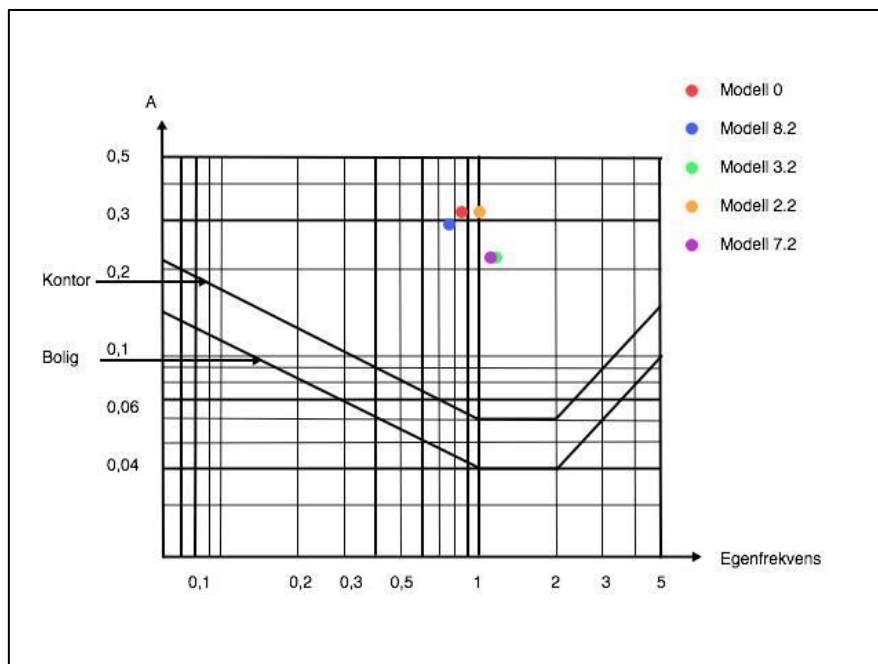
Modellnummer	Volum vegg	Stivhet	Stivhet pr volum vegg	Eigenfrekvens	Akselerasjon
Modell 0	62,7	41956250	669158,7	0,92	0,360
Modell 2.2	209,31	61027272	291564,1	0,96	0,313
Modell 3.2	209,31	62934375	300675,4	1,25	0,231
Modell 7.2	209,31	59232352	282988,6	1,19	0,227
Modell 8.2	158,41	52997368	334558,2	0,87	0,332

Tabellen viser modell 8.2 er effektiv. Den har klart høyest stivhet per kubikkmeter skjærvegg. Dette viser at det kan være effektivt å bruke en sjakt som gir størsteparten av stivheten også i

tillegg ha supplerende skjærskiver for å øke stivheten ytterligere. Det som er verdt å merke seg med denne modellen er at den ikke vil ha like stor stivhet om den sterke akse. Derfor er det viktig å teste at modellen også holder mål om denne akse. Dette er gjort og resultatet sier 39mm utbøyning, noe som må sies å være innenfor da det både er mindre enn grunnmodellen hadde om svak akse og vesentlig mindre enn $H/500$ kravet på 56mm. På grunn av denne vurderingen ser det ut til at modell 8.2 er å anbefale, men også de dynamiske egenskapene til modellene skal vurderes opp mot hverandre så dette må gjøres først.

4.11 Komfortkrav til ulike modeller

I tillegg til å se stivhet i sammenheng med volumet i de ulike modellene er det også interessant å se hvordan de dynamiske egenskapene i modellene er i forhold til hvordan de er i betongmodellen. For å se på dette settes egenfrekvens og toppakselerasjon inn i et diagram over komfortkrav hentet fra ISO 10137. Som i delkapittel 4.10 ses det kun på modellene som har høyere stivhet enn grunnmodellen. Resultatet ses i figur 29.



Figur 29 – Dynamiske egenskaper i de ulike modellene

Figuren viser hvordan dynamikken i konstruksjonen er i forhold til komfortkravene for henholdsvis bolig- og kontorbygg. For at kravet for komfort skal være oppfylt må

konstruksjonen ligge under kurven. Ingen av modellene her gjør dette. Det resultatet derimot viser er at samtlige modeller unntatt modell 2.2, scorer bedre enn betongmodellen. Modell 8.2 som kom best ut på stivhet per kubikkmeter skjærvegg, har omtrent lik akselerasjon som betongmodellen, men har lavere egenfrekvens. På grunn av dette vil modell 8.2 være nærmere kravet enn modell 0. Modellene som kommer best ut av det dynamisk er 3.2 og 7.2.

I oppgaven er målet å finne systemer som er like gode, eller bedre, enn betongmodellen. For de dynamiske egenskapene er alle modellene unntatt 2.2 bedre.

5 Diskusjon

I dette kapitlet skal resultatene diskuteres og de skal settes opp mot delspørsmålene som ble gitt i innledningen. Kapittel 5 vil deles i to hoveddeler der den ene delen diskuter validering av metode og resultat og der den andre delen setter resultatene opp mot delspørsmålene og diskuterer rundt dette.

5.1 Validering av metode og resultat

I oppgaven er det flere faktorer som har innvirkning på resultatet. Dette delkapitlet skal se nærmere på, forklare og diskutere disse faktorene.

Betongkvalitet i grunnmodell: I grunnmodellen som er valgt i denne oppgaven ble det valgt å bruke betongkvalitet B30. Dette gir direkte innvirkning på resultatet. Hadde det vært brukt en høyere betongkvalitet ville stivheten blitt større og det ville blitt større krav til KLT-modellene for å oppnå samme avstivningsegenskaper som grunnmodellen. Det kunne vært interessant å se på endringer i avstivningsegenskapene med økt betong kvalitet. Dette er ikke blitt gjort da fokuset skulle ligge på materiale tre og B30 er en vanlig og mye brukt kvalitet.

Forenklinger i opplegg: Som det ble nevnt i metodedelen ble det gjort en forenkling i opplageren. Det vil ofte være en elastisk oppførsel i opplegget i KLT-skivene. Dette er som beskrevet forenklet med at det godtas rotasjon, men ikke translasjon. I virkeligheten ville man nok få noe større forskyvning enn det man får på måten det er modellert. Hvor mye større er ikke godt å si, men det skal være tatt hensyn til det meste. Det man kan se er at i de modellene som er stivere enn betongmodellen er det god sikkerhetsmargin før stivheten er den samme som i betongmodellen. Dermed kan en, til tross for at det er gjort en forenkling og at man vet stivheten kanskje kunne blitt litt mindre, ha grunn til å tro at KLT-modellene er bedre.

CLT 200 Ls-skiven: Fra kapittel 3.4.2-3.4.4 er det valgt å bruke veggtykkelser 160, 200 og 280mm. Resultatene for modell 1 viste at KLT-skiven som var 200mm hadde dårligere avstivningsegenskaper enn 160mm skiven og det ble derfor bare fortsatt med 160mm og 280mm tykkelse. Dette burde vært oppdaget før ved å se nøyere på tabellen over ortotropstivhet, tabell 1. Hvor D66 har en reduksjon på 500.000 kN/m. Det skulle i stedet blitt

brukt en skive som har bedre egenskaper i x-akse for å få et klarere bilde av økningen i stivhet som følge av økt tykkelse. På tross av dette har oppgaven sammenlignet effekten av å øke tykkelse med å øke lengde. Sammenligningen viste at det er langt mer effektivt å øke lengde enn å øke tykkelse og derfor ble det valgt å bruke den tynneste skiven for å spare materiale. Som tabellen under viser vil veggtykkelse 160mm gi høyest D66 per tykkelse og dette støtter valget om å kun fortsette med denne tykkelsen.

Tabell 25 – Stivhet per meter tykkelse

Vegg (mm)	D66 (kN/m)	D66/tykkelse
160	1500000	9375000
200	1000000	5000000
280	2500000	8928571

Skivelengder: I testmodellene er det kun testet skivelenger på 3m og 6m. Med tanke på at det er funnet effektivt å ha lange vegger kan en stille spørsmål ved om det ikke ville vært hensiktsmessig å teste enda lenger vegger. Det er selvfølgelig ikke umulig at det finnes løsninger med lenger vegger som er mer effektive, men samtidig er tanken at man også skal finne løsninger som skal være mulige å gjennomføre. Alt for lange skjærskiver kan være vanskelig å gjennomføre med tanke på at det trengs åpninger som vinduer på yttervegger. I tillegg kan man risikere at for lange skjærskiver ødelegger ønskede planløsninger.

Kombinasjonsmodell: Med tanke på at seks meter lange vegger er mye kunne det kanskje vært testet flere typer kombinasjonsmodeller. Det kunne vært interessant å se på andre muligheter å løse det på. På den andre siden er det liten tvil om at denne løsningen er effektiv da den tar hensyn til å stive ekstra av svak akse og ikke bruker unøvendig mye materiale på å stive av like mye om sterk akse. Det kan også diskuteres om man kunne prøvd en mindre sjakt og lenger skjærvegger på yttervegg, men det er viktig å huske at mesteparten av stivheten kommer fra sjakten. Modell 1.5 viser at sjakten alene har en stivhet på omtrent 60% av det modell 8.2 gir. Hvis man skal gjøre sjakten mindre må veggene forlenges mye for at stivheten skal opprettholdes dette kan bevises. I modell 1 kan en se at ved å halvere størrelsen av sjakten vil stivheten bli en femtedel av hva den var. Det betyr at om det settes inn en 3x3 sjakt i stedet vil stivheten til denne bli 1/5 av hva 6x6 sjakten hadde. Dette betyr at størrelsen på skjærskivene i ytterveggene må økes mye. Et annet poeng er at om en gjør sjakten mindre får den lavere stivhet om sterk akse og det vil bli nødvendig å avstive ekstra der også selv om det

ikke ses på i denne oppgaven. For lange skjærskiver på yttervegg vil også være ugunstig med tanke på at det tar opp mye plass der det burde være vinduer og lignende.

Komfortkravet: Alle modellene som er testet ligger langt over kurven for kravet til akselerasjon i henhold til ISO 10137. Det betyr at ingen av modellene tilfredsstillende kravet. I denne oppgaven er målet å sammenligne modellene og finne modeller som har bedre egenskaper enn modell 0. Hvis dette hadde vært en reell case der bygget skulle settes opp hadde en blir nødt til å ta grep og finne løsninger som oppfyller kravet. Dette kan gjøres ved økning av masse, øke stivhet eller å øke konstruksjonens demping. Dette er gjort i andre trekonstruksjoner for å få tilfredsstillende egenskaper. For eksempel har man i Mjøstårnet lagt inn betongdekker i etasje 12 til 18. Da får man økt masse i toppen noe som er særdeles gunstig for de dynamiske egenskapene i konstruksjonen (Abrahamsen and AS, 2017).

5.2 Diskusjon rundt metode og resultat

Denne oppgavens problemstilling er: «*Hvordan kan man mest effektivt oppnå samme avstivningsegenskaper ved å erstatte betongsjakt med massivtresjakt eller massivtreskiver?*» Teori sammen med resultatene som er presentert og analysert i kapitell 4 danner grunnlaget for å besvare dette problemet. Dette kapitlet skal ta for seg de fire delspørsmålene som ble stilt i innledningen. Disse fire spørsmålene skal knyttes opp mot teori og resultatene som er fått ut av testingen. Dette skal føre frem til et svar på problemstillingen i konklusjonen. De fire delspørsmålene er følgende:

1. Hva er avgjørende for byggets avstivningsegenskaper?
2. Hvordan fungerer sjakter og skiver som avstivningssystem?
3. Hvordan påvirker ulike plasseringer mengden materiale som må brukes?
4. Hvilke løsninger er effektive med tanke på materialbruk og hvilke er mindre effektive?

5.2.1 Hva er avgjørende for byggets avstivningsegenskaper?

Denne oppgaven har delt byggets avstivningsegenskaper inn i to deler, statisk og dynamisk. Den statiske delen handler om byggets evne til å motstå bevegelse og deformasjon. Parameteren som brukes for å måle denne evnen er stivhet og i denne oppgaven er det

skjærskiver som gir bygget stivhet. Den dynamiske delen på sin side handler om akselerasjon som måler hvor fort bygget blir satt i bevegelse, dette er viktig og det stilles krav til det fordi for høy akselerasjon gir ubehag når en oppholder seg i konstruksjonen.

Avgjørende faktorer for byggets stivhet er materialegenskaper, hvordan skivene er festet sammen, skjærskivenes volum, og plassering.

Materialegenskapene viser seg å være avgjørende, dette er ganske logisk, men viser seg da det i modell 1 ble byttet om fra betong til tre. Det viste mye dårligere stivhetsegenskaper i tre. I teorien ble det også sett på viktigheten av å orientere massivtreskivene i riktig retning for å få høyest mulig e-modul i skivens retning. Alle modellene er modellert med sterkest mulig for å få mest mulig ut av de materialegenskapene KLT-skiver har.

I teorikapitlet ble det sett på effekten av at sjakter som brukes som avstivning er satt sammen så fast at sjakten kan regnes som et stort tverrsnitt. Dette ble testet og bevist i modell 1 og det er ingen tvil om at det har stor effekt. Stivheten blir over 2,5 ganger høyere ved bruk av vegger som sitter fast innspent i hverandre. I praksis vil det kreve sterke forbindelser for å oppnå dette, men effekten av det er så stor at det virker nesten helt nødvendig for å få stivhet med bruk av KLT til å hevde seg mot betong.

Når det kommer til volum på skjærskivene er det helt klart at dette har betydning. Det er forsøkt å endre både tykkelse og lengde på skivene og begge typene volumøkning gir økt stivhet.

Plassering har også noe betydning for stivheten i bygget. I teorien ble det sett på tidligere studier som viste at stivheten økte ved å bruke bredere skiver og sjakter (Juveli, 2016). For sjaktmodellene hadde det en liten effekt å ha bredere sjakter, mens for modellen skjærskiver gir ingen effekt av å plassere skivene bredere. Grunnen til dette er ikke så lett å se, men det kan være at veggene ikke har så stor stivhet at det gir de største utslagene. I de tidligere studiene der det ble vist effekt av bredere sjakter fra teorien var testene gjort på et bygg som var 74 meter høyt. Konstruksjonen i denne oppgaven var 28 meter høy og dermed kan det virke sannsynlig at den 74 meter høye konstruksjonen er mer sensitiv for forflytning av sjakter og skiver, og at det sånn sett blir både mer synlig og får større betydning.

De dynamiske egenskapene er styrt av faktorer som stivhet, og dermed alt som inngår i stivhet, masse og demping. Av resultatene vises det ganske tydelig at det er en sammenheng i mellom stivhet og dynamiske egenskaper. Akselerasjonen blir mindre når stivheten blir høyere. Effekten av masse og demping ser en når en sammenligner de modellene med høyest stivhet med modell 0. Dette kan ses fra to sider. Modellene med høyere stivhet enn

betongmodellen ligger ganske likt på komfortkurven med betongmodellen. Dette er effekter som kan sies å nulle ut hverandre. Betongmodellen har fordel av høyere masse, mens modellene i tre har fordeler av høyere konstruksjonsdemping og høyere stivhet.

Betongmodellens høye masse gjør at til tross for lavere stivhet og konstruksjonsdemping det ganske likeverdige dynamiske egenskaper.

5.2.2 Hvordan fungerer sjakter og skiver som avstivningssystem?

Som beskrevet i kapittel 5.1 ble det vist klar effekt av å ha sjakter som sitter fast til hverandre. Det gir høy stivhet å ha sammenkoblede vegger i sjakt mot å ha enkeltstående skiver. Men til tross for at det er bevist at sjakter er stivere enn skiver skal en ikke undervurdere verdier av å bruke skiver også. I modell 8.2 gir de enkeltstående skivene på ytterveggene mye ekstra stivhet som gjør at modellen hevder seg av de modellene med høyest stivhet. Dermed kan det sies at sjakter og skiver fungerer bra som avstivningssystem. Sjakt gir mest stivhet, men også skiver kan være bra og gi konstruksjonen den stivheten den trenger. Det er viktig å også ha med at for planløsningen sin del så kan det være vanskelig å få inn to sjakter i konstruksjonen og da er det også godt at enkeltskiver gir stivhet.

5.2.3 Hvordan påvirker ulike plasseringer mengden materiale som må brukes?

Dette er allerede skrevet litt om i kapittel 5.1. Effekten av forskjellige plasseringer ble i denne oppgaven ikke så stor. Det ble noe forskjell fra modell 2 til modell 3. Det ga 3% høyere stivhet å flytte de to sjaktene 7 meter nærmere yttervegg på hver sin side, altså 14 meter lenger fra hverandre. For modellene der det ble brukt enkeltstående skjærskiver viste resultatene ingen effekt av å gjøre tilsvarende forflytning. Som beskrevet i 5.2.1 var effekten høyere i studiene som ble forklart i teorien (Juveli, 2016), men der ble det også sett på et bygg som var over 2,5 ganger høyere. I samme studie ble det også vist at det var mer effektivt å plassere sjakter for avstivning midt i bygget enn inntil vegg der vindkraften treffer. Det er allerede tatt hensyn til da sjaktmodellene har sjakter midt i bygget.

For denne casen kan det ikke sies at ulike plasseringer har hatt den helt store effekten og at dette ikke har vært avgjørende for hva slags løsning som er lønnsom å bruke.

5.2.4 Hvilke løsninger er effektive med tanke på materialbruk og hvilke er mindre effektive?

I denne oppgaven regnes effektive løsninger som løsninger der man oppnår tilfredsstillende resultater ved å bruke minst mulig materiale. For å kunne måle dette ble det laget et mål som viste stivhet per volum. På den ene siden av dette kan man si at jo høyere verdi man får her jo bedre effektivitet har man. På den andre siden er det viktig å ikke sluke disse verdiene å si at fordi den er høy er den effektiv. Grunnen til dette har med forholdet mellom økning av stivhet og økning av volum å gjøre. Dette kan sees på testresultatene i modell 1. Der så man at en dobling i lengde på vegg fra 3m til 6m ga nesten fem ganger høyere stivhet. Resultatene viste også at ved 3 meter lengde på vegg ga en økning i tykkelse fra 0,16 til 0,28, altså en økning på 75%, ga en stivhet som var 73,5% høyere, altså øker volumet mer enn stivheten her og det viser seg å være lite effektivt. Men når vegg lengden øker og man endrer fra 0,16 til 0,28 tykkelse ved 6 meter vegg lengde øker stivheten med 76%. Dette viser at når veggene blir lange nok øker stivheten fortere enn både tykkelse og lengde. Dermed øker stivheten fortere enn volumet øker noe som vil si at vi i målet som er laget for å måle effektivitet vil få høyere stivhet/volum både om tykkelsen og lengden av veggen øker. Dette betyr likevel ikke nødvendigvis at jo høyere volum jo høyere effektivitet. Modell 1.6 der både tykkelse og lengde er økt vil komme godt ut av stivhet/volum testen, men fortsatt kan ikke denne sies å være effektiv. Grunnen til dette er at når stivhet øker fortere enn både tykkelse og lengde vil stivheten vokse fortere enn de andre parameterne. Derfor har det vært viktig å finne ut om tykkelse eller lengde gir høyest stivhet. Dette synes både ved det at stivheten øker mye fortere når lengde øker enn når tykkelse øker. Dette ble også testet i modell 1.7 der vegg lengden ble justert for å få omtrent samme volum som modell 1.2 der tykkelsen var økt. Her viste testene at man fikk 95% høyere stivhet ved å øke lengden. Altså kan ikke modeller der tykkelsen er økt sies å være effektive lenger. For å være sikre på at disse resultatene er riktige kan man også dobbeltsjekke mot teorien. Formelen fra delkapittel 2.3.2, $K_b = \frac{k_b \cdot E \cdot I}{l^3}$, beskriver bøyestivheten for bygget. Andre arealmoment, I, vil regnes som rektangulært tverrsnitt, noe som gir og formelen $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$, h er da lengden på veggen parallelt med kraften. I følge formelen vil andre arealmomentet øke med tredjepotensen av lengden, mens den bare vil øke med første potensen av tykkelsen. På grunn av dette er det helt klart mest effektivt å øke lengden. Tabell 26 viser stivhet per volum rangert fra høyest til minst, modellene med økt tykkelse er ikke vist da det er sagt og vist at disse ikke er effektive.

Tabell 26 - Resultat med stivhet/m³

Modell	Volum vegg	stivhet	stivhet per m ³
Modell 4.1	53,76	22130769	411658,6496
Modell 5.1	53,76	22130769	411658,6496
Modell 8.2	158,41	52997368	334558,2223
Modell 3.2	209,31	62934375	300675,4336
Modell 1.5	104,65	30983077	296063,8032
Modell 2.2	209,31	61027272	291564,0533
Modell 7.2	209,31	59232352	282988,6389
Modell 1.7	86,73	21654838	249681,0562
Modell 6.2	104,65	25173750	240551,8395
Modell 8.1	77,77	13607432	174970,1942
Modell 7.1	101,79	13162745	129312,7517
Modell 1.3	50,89	6413694	126030,5365
Modell 2.1	101,79	12827388	126018,155
Modell 3.1	101,79	12827388	126018,155
Modell 6.1	50,89	5672958	111474,9067

I tabellen kommer 4.1 og 5.1 best ut, disse må i denne sammenhengen ses bort fra. Grunnen til dette er at det er den eneste figuren som det ikke regnes noe volum av vegger fra svak akse. Derfor vil volumet bli mye lavere og stivheten per kubikkmeter deretter høyere. Realiten vil i midlertid være en annen. Modellene har ikke i nærheten av høy nok stivhet til å matche betongmodellen og den har heller ingen skjærvegger som vil stive av om det skulle komme en kraft om sterk akse. Derfor vil denne typen målmåte ikke være dekkende for disse to modellene og de er nødt til å ses bort fra.

Tabellen viser at modell 8.2 er den løsningen som er mest materialeeffektive fordi den har størst stivhet per volumenhet, samtidig som den har tilfredsstillende stivhet. Man kan forstå dette ut fra at det brukes mindre vegger på tvers av kraften noe som er materialbesparende. Dette er ulikt fra modell 1-7 der det er like stort volum av vegg i hver retning, og sånn sett vil det sløses med materiale siden kraften på sterk akse ikke blir like stor og fordi vegger tvers på kraften vil gi stivhetsbidrag som nesten kan ignoreres.

De dynamiske egenskapene har det ikke blitt laget et mål for å enkelt kunne se hva som er effektivt og hva som er mindre effektivt. Modellene som har tilfredsstillende stivhet er satt inn i ISO 10137 kurven over komfortkrav. Der ser man at det er modell 3.2 og 7.2 som er

nærmest å klare kravet. At modell 3.2 er bedre enn 2.2 viser at det for de dynamiske egenskapene i et bygg er bedre med to sjakter som ligger bredt enn med to sjakter som ligger smalt. Det som kan tolkes ut fra komfortkravkurven er at alle sett bort fra modell 2.2 er alle modellene bedre enn modell 0. Siden modell 8.2 viste seg å ha høyest stivhet per volum og den er bedre enn modell 0 med tanke på dynamiske egenskaper kan det virke som dette er en bra løsning.

6 Konklusjon

Målet for denne studien var å finne løsninger for hvordan man så volumeffektivt som mulig kan erstatte avstivning fra betongsjakt med avstivning fra skjærskiver i massivtre. Dette er en vanskelig case da volumet vegg må økes mye for å oppnå tilfredsstillende resultater. KLT har lavere stivhetsegenskaper enn betong og dette må kompenseres med andre parametere for å oppnå like god eller bedre stivhet. Parametere som har vært testet er endring av lengde, tykkelse, plassering og forskjellige måter å bygge opp skiveavstivning på. Alle disse parametere har vist seg å ha påvirkning på egenskapene. Lengde på vegg og også bred plassering av skjærvegger har vist seg å ha positiv innvirkning.

De dynamiske egenskapene er også vurdert. Massivtremodellene som har tilfredsstillende stivhet har også dynamiske egenskaper som er på nivå med betongmodellen. Massivtre sin lavere masse blir kompensert av noe høyere stivhet og at massivtre har høyere konstruksjonsdemping enn betong, noe som gir mindre bevegelser.

Det har vist seg at å bruke sjakt som avstivning er effektivt om veggene sitter sammen med faste forbindelser slik at det er fri kraftoverføring mellom skivene. Samtidig er ikke en sjakt alene nok til å stive av like mye som betongsjakten gjør, derfor trengs det et tillegg i stivhet. En mulighet er å sette inn en sjakt til, men dette viser seg å være mindre effektivt da man ikke trenger å ha like mye stivhet om sterk akse. Ved hjelp av en kombinasjon mellom sjakt og skjærskiver kan en både oppnå tilfredsstillende stivhet, materialeffektivitet og dynamiske egenskaper.

Med modell 8.2 som er en kombinasjonsmodell med vegg lengder på 6 meter og veggtykkelser på 0,16 meter fås det en stivhet som er 26% høyere enn modell 0. Dette er med en volumøkning på 153% noe som er langt lavere enn volumøkningen som må til i de andre modellene med flere sjakter. Samtidig har modellen også noe bedre dynamiske egenskaper. Dermed kan man si at dette virker som den mest effektive måten å bruke massivtre i form av KLT-elementer i stedet for betong som avstivning.

Videre arbeider

Hvordan oppfører festene til KLT-skiver seg? For å se på hvilke muligheter man har til både å innspenne skivene til fundament og til hverandre i tubetverrsnitt. Denne oppgaven har ikke sett på spenninger eller innspenning. Derfor ville det vært interessant og se om hvordan festene oppfører seg har noen innvirkning på hvilke løsninger som er effektive.

Skiveløsninger med KLT-skiver og brann. For å se om det måtte være aktuelt å bruke større tykkelse på skjærskivene. Vil dimensjonering med tanke på brann kreve tykkere skiver? Dette kan være aktuelt å se på da dette kan gi andre løsninger som mest effektivt.

Usymmetriske skivesystemer – se om usymmetriske skjærssystemer kunne gitt bedre og mer kreative løsninger. Se om løsninger som vil gi rotasjon av konstruksjonen kan gi bedre løsninger.

Finnes stivhetsbidraget fra bjelke-søyle-system i tre? Finne ut om stivheten vil bli høyere enn hva som er vist i denne studien på grunn av tillegg fra bjelke-søyle-systemet.

Effektive KLT-løsninger med flere lasttilfeller. Se om andre lasttilfeller krever andre løsninger.

Litteraturliste

- ABRAHAMSEN, R. & AS, M. L. Mjøstårnet-Construction of an 81 m tall timber building. International House Forum, 2017.
- AHMED, S. 2014. *FE-analyse av krysslimte (CLT) og diagonallimte (DLT) massivtre-elementer med henblikk på skjærstivhet*. Norwegian University of Life Sciences, Ås.
- BYGGFAKTA. 2018. *Høythengende pris til Mjøstårnet* [Online]. Available: <https://www.byggfakta.no/hoythengende-pris-til-mjostarnet-er-utrolig-stolt-130699/nyhet.html> [Accessed]. Lest 06.05.2019
- CHOPRA, A. K. & CHOPRA, A. K. 1995. *Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering*, Prentice Hall Englewood Cliffs, NJ.
- DAVENPORT, A. 1967. The treatment of wind loading on tall buildings. *Tall Buildings*. Elsevier.
- ELEMENTFORENINGEN, B. 2018. BETONGELEMENTBOKEN PÅ NETT. Online.
- ENSO, S. 2015. Stiffness matrix for Stora Enso CLT. In: ENSO, S. (ed.). Stora Enso.
- FELDMANN, A., HARRIS, R. & DIETSCH, P. 2016. Design Parameters for Lateral Vibration of Multi-Storey Timber Buildings.
- HAUGAN, J. 2016. Formler og tabeller. 2016. *Bekkestua: NKI-forl.*
- ISO 10137:2007 Bases for design of structures - Serviceability of buildings and walkways against vibrations
- JONAS VEATNE, R. 2013. Tre for bygg og bygg i tre. Erfaringer ved bruk av tre i Norge i dag.
- JUVELI, A. 2016. *Ulike løsninger for horisontal avstivnings effekt på den dynamiske responsen i høye hus*. Norwegian University of Life Sciences, Ås.
- LAMB, S., VAUGHAN G MACEFIELD, P., WALTON, D. & C. S. KWOK, K. 2016. *Occupant response to wind-excited buildings: A multidisciplinary perspective*.
- LUKACS, I., BJÖRNFOT, A. & TOMASI, R. J. E. S. 2019. Strength and stiffness of cross-laminated timber (CLT) shear walls: State-of-the-art of analytical approaches. 178, 136-147.
- NS-EN 1990:2002 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
- NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008 - Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger
- NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster
- NS-EN 338 Konstruksjonstrevirke - Fasthetsklasser
- SANDELIN, C. & BUDAJEV, E. 2013. The Stabilization of High-rise Buildings: An Evaluation of the Tubed Mega Frame Concept.
- SKULLESTAD, J. L. 2016. *Bygging av høyhus i tre som et klimatilak-En sammenliknende LCA av bæresystemer i tre og betong for bygg med varierende antall etasjer*. NTNU.
- TECH. 2018. *10 Teknologier som hjelper bygninger å motstå jordskjelv* [Online]. Available: <https://no.wordssidekick.com/10-technologies-that-help-buildings-resist-earthquakes-26792#Forfatterens%20notat:%2010%20teknologier%20som%20hjelper%20bygningen%20motst%C3%A5...> [Accessed]. Lest 09.05.2019
- TREFOKUS. 2019. Available: <http://www.trefokus.no/treveilederen/temaer/arkitektur/tetthet-og-hoyde> [Accessed]. Lest 06.05.2019
- TRÄ, S. 2017. *KL-trähandbok. Fakta og prosjektering av KL-träkonstruksjoner*.
- TØSSE, Å. E. 2010. *Dynamiske egenskaper til fleretasjes rammekonstruksjoner i tre*. Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet

Vedlegg

Vedlegg A

Kontrollberegning av Modell 0 ved bruk av metode fra (Elementforeningen, 2018) og (Haugan, 2016)

t	200 mm	Fast
l	3200 mm	Lasttilfelle
q	0,002055 N/mm ²	Variierende
b	35000 mm	Resultat
E	30000 N/mm ²	
Antall etg.	8 stk	
hetasje	3500 mm	
hbygg	28000 mm	
k_b	8	← Lasttilfelle 2
k_s	0,6667	
H	2013900 N	
I	3,62E+12 mm ⁴	
K _b	39533,5	
K _s	914285,7	
δ_b	50,9415708 mm	
δ_s	2,202703125 mm	
δ_{tot}	53,14427392 mm	

Haugans:		
L	28000 mm	
I	3,62E+12 mm ⁴	
q	2,055 kN/m ²	
$q_{linjelast}$	71,925 kN/m	=N/mm
E	30000 N/mm ²	
Utkrager med jevnt fordelt last:		
$\delta = \frac{q_{linjelast} \cdot L^4}{8 \cdot E \cdot I}$		
δ	50,94 mm	