

Sigurd Østmoe

Parametrisk mulighetsstudie ved bruk av momentstive rammer i tre

Masteroppgave i Bygg- og Miljøteknikk
Veileder: Haris Stamatopoulos
Juni 2021

Sigurd Østmoe

Parametrisk mulighetsstudie ved bruk av momentstive rammer i tre

Masteroppgave i Bygg- og Miljøteknikk
Veileder: Haris Stamatopoulos
Juni 2021

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for konstruksjonsteknikk



Sammendrag

De siste tiårene har tre som konstruksjonsmateriale hatt en stor positiv utvikling og en rekke nytenkende metoder og anvendelser er tatt i bruk i høye trehus og store strukturer. En viktig grunn er byggebransjens mål om å redusere klimagassutslipp og et økt fokus på bærekraft. En nytenkende anvendelse av tre er å benytte momentstive rammer som horisontal avstivning i bygninger og målet for denne oppgaven er å utforske et slikt system.

WoodSol, kort for **Wood Frame Solutions for free Space Design in Urban Buildings**, er et forskningsprosjekt lansert i 2016 med mål om å utvikle et miljø- og økonomivennlig byggesystem som har fleksibel arkitektur med mulighet for åpne innvendige områder og fasader og lengre spennvidder på dekkene. Systemet benytter seg av kontinuerlige søyler med momentstive forbindelser til dekkene. Resultatet er en rammekonstruksjon som fungerer som avstivning i rammeretningen, men er avhengig av avstivning via andre former i vinkelrett retning. Grunnet trevirkets medium-stivhet og lav-vekt blir ofte kriterier i bruksgrensetilstand (SLS) kritisk. Denne grensetilstanden legges vekt gjennom oppgaven, der forskyvninger og vibrasjoner på grunn av vindbelastning som kan skape ubehag for byggets brukere vil bli vurdert. I tillegg er systemets respons i bruddgrensetilstand (ULS) undersøkt. Her er elementenes utnyttelsesgrad og dimensjonerende lasttilfelle interessante punkter. Byggenes respons blir til slutt sammenlignet med tidligere utarbeidet analytiske uttrykk for horisontal forskyvning, frekvens og akselerasjon.

For å utforske *WoodSol* systemet ble en rekke bygninger med forskjellige geometri, tverrsnittkombinasjoner, opplagerbetingelser og avstivningsmetoder analysert i programvaren *Robot Structural Analysis*. Et parametrisk designskript i *Dynamo Sandbox* ble produsert med et formål om å forenkle modellgenerasjonen av byggene. Dette åpner for geometriske og strukturelle endringer uten å bygge opp modeller manuelt. I studie av systemet er det lagt vekt på påvirkninger av geometriske endringer som høyder og antall etasjer, lengde i rammeretning og spennvidder på dekkene samt byggets bredde. Vinkelrett på rammene ble avstivningsmetoder ved bruk av diagonaler og massivtre (CLT) benyttet.

Analysene av systemet viser klart at SLS- kriterier styrer design og utforming av *WoodSol*, med relativ-etasje-forskyvning og akselerasjon som kritiske kriterier. Byggenes lengde og høyde vil ha stor effekt på SLS- kriteriene og en konservativ anbefaling der avstivning i rammeretning ikke er brukt, er å bruke ett H/L forhold nærmere 1. Det vil også være å anbefale momentstivhet i opplagerbetingelsene. Avstivning i rammeretning vil ha god innvirkning på kriteriene men har behov for mer utforskning i detaljer. ULS vil først være interessant lenge etter SLS- kriteriene er overgått.

Sammenligningen mellom analytisk uttrykk og resultater viser til god overensstemmelse, men varierer litt med endring i søyletverrsnitt tverrsnitt og opplager. Der forholdet avviker vil uttrykkene ofte overestimere som er gunstig for videre design av systemet.

Abstract

Wood as a construction material has progressed significantly in recent decades, and a variety of creative technologies and applications have been used in tall timber houses and large structures. The construction industry's goal of lowering greenhouse gas emissions and a greater focus on sustainability are two major reasons. The use of moment-rigid frames as horizontal bracing in timberstructures is an innovative use of timber and this thesis aims to investigate such a system.

WoodSol, which stands for **Wood Frame Solutions for Free Space Design in Urban Buildings**, is a research project that began in 2016 with the goal of establishing an environmentally and economically sustainable building system with open objection areas and facades, as well as larger spans. Continuous columns with moment-rigid connections to the decks are used in the system. The result is a frame that acts as bracing in the frame direction but relies on other bracing methods in the perpendicular direction. Criteria in the service limit state (SLS) are most likely crucial due to the timbers medium-stiffness and low-weight. These criterias are highlighted throughout the assignment, which will take into account displacements and vibrations caused by wind loads that could cause discomfort to the building's occupants. The response of the system in the ultimate limit state (ULS) is also explored. The utilization rate of the elements and the dimensioning load case are both important considerations here. Finally, the buildings' responses are compared to analytical formulas for horizontal displacement, frequency, and acceleration that have been previously prepared.

A variety of buildings with various geometries, cross-sectional combinations, boundary conditions, and bracing methods were examined in the *Robot Structural Analysis* software to learn more about the *WoodSol* system. With the goal of simplifying the model creation of the buildings, a parametric design script in *Dynamo Sandbox* was created. This allows for geometric and structural modifications to be made without having to manually develop models. The effects of geometric changes such as heights and number of floors, length in the frame direction and deckspans, as well as the building's width, has been highlighted in the research of the system. Bracing methods using diagonals and Cross-laminated-timber (CLT) were used perpendicular to the frames.

SLS criteria clearly define the design and layout of *WoodSol*, with relative floor displacement (ISD) and acceleration as essential factors, according to the system's analyses. The length and height of the building will have a significant impact on the SLS requirements, and if bracing in the frame direction is not employed, a conservative guideline is to use one H/L ratio closer to 1. It will also be recommend to use moment stiffness in boundary conditions. Stiffening in the frame direction will have a positive impact on the criterion, but it will need to be investigated further. Long after the SLS criteria have been met, ULS will become critical.

The consistency between analytical expression and results is good, however it fluctuates significantly when column cross-section and circulation alter. Where the ratio deviates, the expressions will frequently overestimate, which is advantageous for future design of the system.

Forord

Oppgaven skrives i forbindelse med avsluttende arbeid som en del av masterstudiet Bygg- og miljøteknikk ved Norges teknisk- naturvitenskapelige universitet (NTNU). Oppgaven er skrevet for *Institutt for Konstruksjonsteknikk* og er vektet 30 studiepoeng. Valg av temaområdet for masteroppgaven landet på trekonstruksjoner. Temaet er noe jeg personlig syntes er interessant og ikke minst veldig spennende å følge bølgen med nye innovative løsninger og grenser som flyttes gang på gang. Mer spesifikt omhandler oppgaven et byggesystem som utforskes i forskningsprosjektet *Wood Frame Solutions for free Space Design in Urban Buildings*. Byggesystemet kan nok sies å være litt mer på den ordinære siden av skalaen når det kommer til utforming, men detaljene er relativt nytenkende innenfor trekonstruksjoner og et spennende tema å lære mer om og forhåpentligvis se bli realisert en dag.

Med interesse for parametrisk design var dette noe jeg ønsket å benytte som verktøy og lære mer om gjennom arbeidet med oppgaven. Denne siden av oppgaven har gitt et stort læringsutbytte og fremhevet fordeler og ulemper ved bruk av parametrisk design. Jeg sitter også igjen med økt kunnskap om analyseverktøyet *Robot Structural Analysis* og *Dynamo* samt arbeidsgangen og samspillet mellom disse verktøyene. Dette er kunnskap jeg ønsket å tilegne meg og etter mye prøving og feiling er fornøyd med utbyttet.

En stor takk rettes til veileder førsteamanuensis Haris Stamatopoulos, som har stilt opp til alle tider og har vært svært tilgjengelig for samtaler og spørsmål. Det takkes også for god veiledning og innspill.



Sigurd Østmoe

Trondheim, juni 2021

Innhold

1	Innledning	1
1.1	Bakgrunn	1
1.2	Formål og omfang	1
2	Teoretisk grunnlag.....	3
2.1	Woodsol.....	3
2.1.1	Moment Resisting Timber Frames- MRTF	3
2.1.2	Prefabrikkert kompositt dekke	5
2.2	Byggesystemer av tre i fleretasjebygg	6
2.2.1	Treet	7
2.2.2	Mjøstårnet.....	8
2.3	Parametrisk design	8
2.3.1	Dynamo	8
3	Laster og design.....	11
3.1	Permanente påvirkninger	11
3.1.1	Egenlast.....	11
3.2	Variable påvirkninger	11
3.2.1	Nyttelast	11
3.2.2	Snølast	11
3.2.3	Vindlast	11
3.3	Lastkombinasjoner	13
3.3.1	Bruddgrensetilstand ULS	13
3.3.2	Bruksgrensetilstand SLS.....	14
3.4	Konstruksjonsdynamikk	14
3.4.1	Modal analyse.....	15
3.5	Design kriterier	15
3.5.1	Bærekapasitet	15
3.5.2	Horisontal forskyvning	16
3.5.3	Akselerasjon.....	17
3.5.4	Analytiske regresjonsuttrykk	17
4	Modell.....	19
4.1	Parametrisk modell.....	19
4.2	Dekker.....	19
4.3	MRTF	21
4.4	Avstivning	22
4.4.1	Diagonaler	22
4.4.2	CLT	22

4.5	Modell variasjon	23
4.5.1	MRTF retning	23
4.5.2	WoodSol bygninger	25
5	Resultater	29
5.1	MRTF retning	29
5.1.1	L24 [8,8,8].....	29
5.1.2	L48 [8,8,8,8,8,8]	31
5.1.3	L32 [8,4,8,4,8]	34
5.2	WoodSol bygninger	36
5.2.1	B24L36 [8,8,4,8,8] Kryss	36
5.2.2	B19L27 [9,9,9] Kryss.....	40
5.2.3	B24L36 [9,9,9,9] Kryss.....	43
5.2.4	B24L36 [9,9,9,9] CLT y- retning	45
5.2.5	B24L36 [9,9,9,9] CLT x-retning	47
5.3	Oppsummering	49
6	Diskusjon	51
6.1	Modelloppbygning	51
6.1.1	Rotasjonsstivhet antagelser.....	51
6.1.2	WoodSol geometri	52
6.1.3	Modellrefleksjon	52
6.2	Design	53
6.2.1	SLS	53
6.2.2	ULS	54
6.2.3	Analytiske regresjonsuttrykk	55
7	Konklusjon	57
	Videre arbeid	58
	Referanser.....	59
	Vedlegg.....	60

1 Innledning

1.1 Bakgrunn

Anvendelsen av trevirke som hovedbærende material i større strukturer og bygninger har de siste tiårene hatt en stor utvikling og fått mye oppmerksomhet. Byggebransjen er i det grønne skiftet der karbonutslipp skal reduseres og bærekraft står i fokus.

Byggebransjen omtales ofte som 40% bransjen og står for opp mot 40% av nasjonalt landbasert energi- og ressursforbruk samt 40% CO₂- utslipp [1]. Trevirke nyter godt av dette og mer eller mindre det perfekte grønne byggematerialet, som i motsetning til karbonutslipp, lagrer karbondioksid (CO₂). Et annet bidrag til utviklingen er opphevelsen av tre-forbudet i høyere bygninger av tre i 1997. Opphevelsen skyltes mer moderne brannbeskyttelse samt nye utvikling av brannstandardisering av trekonstruksjoner. Siden den gang har tre som konstruksjonsmaterialet strekket seg til nye høyder gang på gang og ser ikke ut til å stoppe med det første.

Trevirke som byggematerialet betegnes som et medium-stivt og lav-vekt materiale i forhold til stål og betong. Nettopp disse egenskapene medfører ofte problemer i bruksgrensetilstander, der konstruksjonene opplever store forskyvninger og vibrasjoner som kan føles ubehagelig for brukerne. Særlig når trebygninger øker i høyde vil disse kriteriene være vanskelige å oppfylle. Her har vanligvis avstivingsmetoder som store diagonaler eller massivtre (CLT)- elementer være de tradisjonelle løsningene. En annen metode for å innføre global stabilitet er å benytte momentstive overganger mellom søyler og dekker/bjelker som vil danne en-rammekonstruksjon. Her kommer forskingsprosjektet *WoodSol* (**Wood** Frame **Solutions** for free Space Design in Urban Buildings) inn i bildet og benytter seg nettopp av denne type avstiving. Dette byggesystemet blir undersøkt i denne oppgaven.

1.2 Formål og omfang

Målet for oppgaven er å utforske byggesystemet *WoodSol*. En rekke studier, både master- og doktorgrader, har allerede utforsket dette byggesystemet på forskjellige områder. Dekkene har gjennomgått eksperimentell testing og en fullskala testmodell er undersøkt, men *WoodSol* er mangler fortsatt sitt hovedmål, nemlig å realiseres.

Hovedmålet med oppgaven er å bidra til en eventuell realisering av prosjektet og presentere brukbar informasjon og innsikt i byggesystemet.

For å nå dette hovedmålet er det nødvendig med flere undermålsettinger og hvordan disse målsettingene besvarer i oppgaven.

- Hvordan geometriske og strukturelle forandringer påvirker *WoodSol* byggesystem?

Dette utforskes ved å etablere et utvalg av representative bygg og undersøke respons. Her vil bruk av parametriske verktøy benyttes for å gjøre modelletableringen effektiv.

- Hvilke grensetilstander bør undersøkes og hvilken lasterespons er kritisk?

Basert på tidligere informasjon vil mest sannsynlig bruksgrensetilstand begrense *WoodSol* og vil derfor undersøkes. Bruddgrensetilstand vil også undersøkes. Ulykkestilstander som jordskjelv blir ikke sett på og det er konkludert med i tidligere

studier at jordskjelv lite trolig vil bli en dimensjonerende last for *WoodSol* byggesystem [2].

- Hvordan kan strukturell oppførsel i *WoodSol* modelleres på best mulig måte?

Det vil her benyttes *Robot Structural Analysis* som tidligere ikke er benyttet for modellering av *WoodSol*, noe som vil være nyttig med tanke på å teste modelleringsprinsipper og muligheter i andre analyseprogrammer.

Oppgaven vil være avgrenset fra visse områder. Temaer som ikke er undersøkt er:

- Branndimensjonering
- Knutepunktutforming og detaljer
- Lyd og akustikk
- Jordskjelv
- Fundamntet behandling og geologiske undersøkelser.

Selve oppbygningen til oppgaven forklares i korte trekk.

- Innledning: Presentere behovet og motivasjonen for hvorfor oppgaven skrives.
- Teoretisk grunnlag: Gi leseren innsikt i grunnleggende teori om
 - oppbygningen av *WoodSol*- systemet,
 - andre store bygninger i tre og prinsipper de baserer seg på,
 - arbeidsgangen mellom parametriske verktøyet *Dynamo* og analyseprogrammet *Robot Structural Analysis*.
- Laster: Gi leseren innsikt i de relevante grensetilstandene og designkriterier.
- Modell: Presentere oppbygningen og antagelser for den geometriske- og strukturelle modellen.
- Resultater: Legge frem resultater fra *Robot* og andre beregninger.
- Diskusjon: Vurdere og diskutere viktige kriterier og andre funn gitt i Resultater.
- Konklusjon: Trekke frem de viktigste funnen og svare på målsettingen.

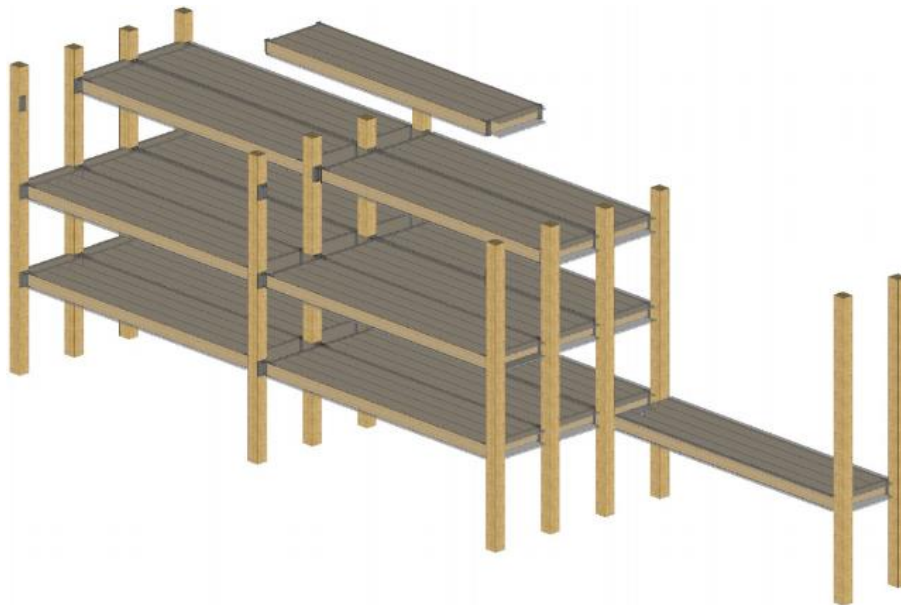
2 Teoretisk grunnlag

2.1 Woodsol

Navnet *Woodsol* kommer fra den engelske beskrivelsen «**Wood** Frame **Solutions** for free Space Design in Urban Buildings» og er et forskningsprosjekt med varighet 2016-2021, finansiert av Norges Forskningsråd og assosierte partnere [3]. Hovedoppgaven er å utvikle konstruksjonsløsninger i tre som kan brukes i bybebyggelse opp til 10 etasjer, samt industribygg. Målet for prosjektet er å utvikle et godt dokumentert byggesystem basert på følgende hovedstrukturelle løsninger og komponenter:

- MRTF inkludert prefabrikkert kobling (MRCs), forklart i 2.1.1.
- Prefabrikkert kompositt dekker, forklart i 2.1.2
- Montering og geometriske toleranser

Et overblikk av *WoodSol* er illustrert i Figur 2-1, der prefabrikkerte dekker er koblet til kontinuerlig søyler som er repeteres i et rutenett. Det er også illustrert hvordan en montering eventuelt kan utføres.



Figur 2-1 Woodsol byggesystem med kontinuerlige søyler og prefabrikkerte dekker

Motivasjonen for å utvikle et slikt system er for å oppnå et miljø- og økonomivennlig byggesystem som har fleksibel arkitektur med mulighet for åpne innvendige områder og fasader og lengre spennvidder på dekkene. Grunnet oppbygningen til *WoodSol* vil det også være enklere å dele bygget inn i brannceller, noe som må legges vekt på når det bygges høye trekonstruksjoner i by.

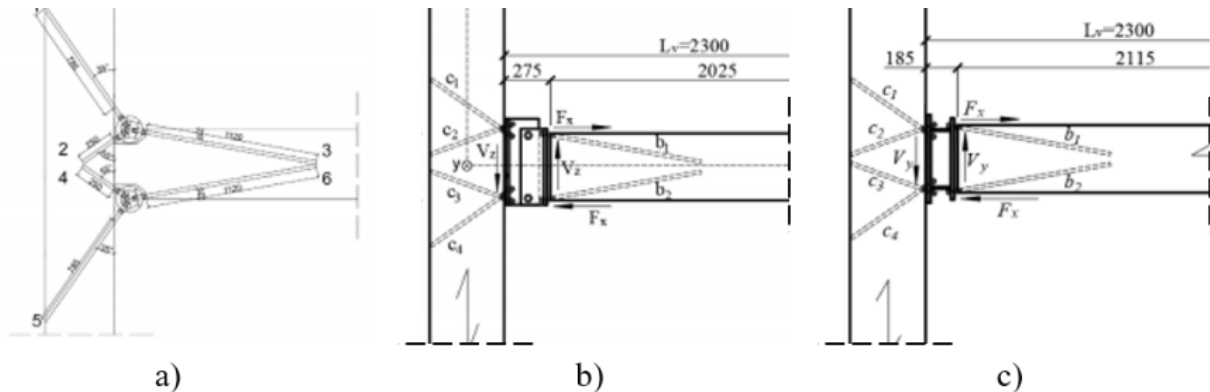
De mest kritiske utfordringene som oppstår er SLS-krav, herunder stivhet, nedbøyning, forskyvninger og vibrasjon, smarte monteringsløsninger, akustiske egenskaper og forbindelse mellom søyle-dekke (MRC) [4].

2.1.1 Moment Resisting Timber Frames- MRTF

Overgangen mellom søylene og dekkene i Woodsol-systemet baserer seg på en «semi rigid» momentstiv forbindelse. Med andre ord vil forbindelsen kunne overføre

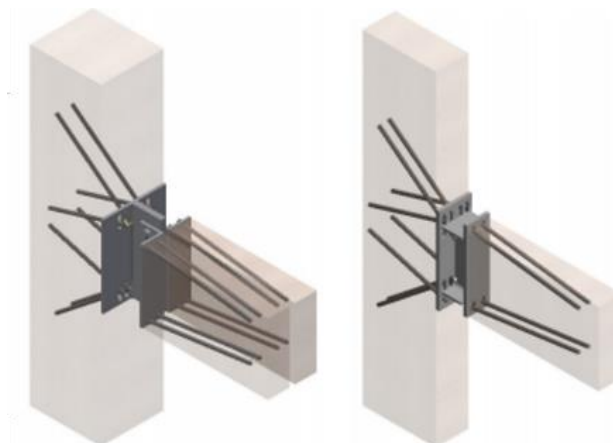
bøyemoment mellom komponentene som vil være avhengig av fjærstivheten, k_{θ} , til forbindelsen.

Å innføre MRTF medfører flere fordeler, både for det globale- og lokale rammesystemet. På det globale plan vil MRTF ha stort bidrag til horisontal avstivning av bygget i rammeretning, uten at avstivningen reduserer fleksibel arkitektur. Når selve forbindelsen i rammene bidrar til global stabilitet kreves stor nøyaktighet i eksperimental- og analytiske resultater og MRTF har de siste årene blitt forsket mye på. Ulike forbindelser er blitt testet i laboratoriet og viser gode resultater med tanke på kapasitet og monteringsmetode. Figur 2-2 viser oppriss av tre forskjellige utførelser som har blitt eksperimentelt testet.



Figur 2-2 a) Skrå gjengede stenger med stål-ringer som koblingsdel b) Skrå gjengede stenger med L-profiler av stål som koblingsdel Papir III. c) Skrå gjengede stenger med sveisede stålplater til et IPE-profil som koblingsdel

Forbindelsene a [5], b [6] og c [7] har mange fellestrekk der de utnytter stålets og trevirkets beste egenskaper. Stål, som har mye høyere stivhet og kapasitet enn trevirke, blir benyttet som selve koblingsdelen mellom søylen og bjelken. I forbindelse a blir det brukt stålringer i overkant og underkant, i forbindelse b er det brukt vinkelprofiler (L-profiler) som er festet sammen med friksjonsbolter og c er det benyttet IPE-profil med påsveisede plater på begge sider. Illustrasjon av forbindelsene er vist i Figur 2-3. For å utnytte trevirkets stivhet i fiberretning ville det vært optimalt med minst mulig vinkel mellom fiberretning og de gjengede stengene, men siden stenger parallelt med



Figur 2-3 3D illustrasjon av forbindelsene b) og c).

fiberretning øker risikoen for splittelse som vil ha stort påvirkning på kapasiteten, vil et godt valg av vinkler ligge mellom 5-70 grader [8]. Grader opp mot 70 vil hovedsakelig være relevant for søyler. For forbindelse a ble vinkelen i søylen variert mellom 35-55° for

stang 1 og 5 og $55-70^\circ$ for stang 2 og 4 mens stengene i bjelken hadde en vinkel på 5° . Høyeste kapasiteten ble oppnådd med lavest vinkel i søylen. Ved testing av forbindelse b og c ble vinklene holdt konstant på henholdsvis 55° for stang c_1 og c_4 og 70° for stang c_3 og c_4 . Resultater fra testing av forbindelse c viste at armering vinkelrett på fiberretning har positiv effekt på kapasiteten [7]. Styrkeklasse GL30c ble brukt i alle forsøkene og Tabell 2-1 gir en oppsummering av geometri samt testspektrum for rotasjonsstivhet per plan av stenger.

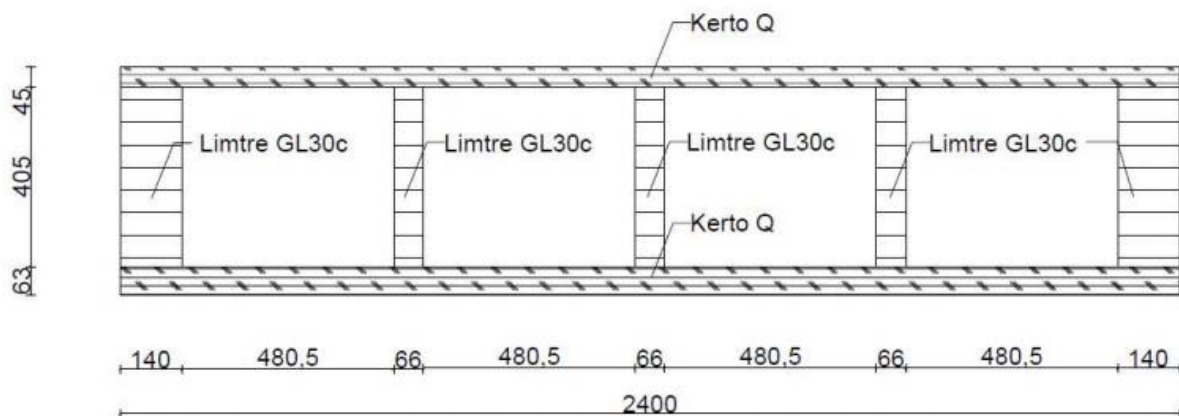
Tabell 2-1 Størrelsesorden for kapasiteten til forbindelsene i Figur 2-2

Forbindelse	Søyle tykkelse (mm)	Bjelke høyed (mm)	Elastisk-stivhet per plan stenger (kNm/rad)
a	450	450	3800-4500
b	450	405	2400
c	450	405	3055-4024

Det endelige valget av forbindelse er ikke fastsatt, men ved bruk av 4-5 plan av vil en størrelsesorden på 10-15000 kNm/rad være realistisk å oppnå.

2.1.2 Prefabrikkert kompositt dekke

For å oppnå en åpen og fleksibel arkitektur er det nødvendig med relativt store spennvidder på dekkeelementene i bygget. Dette løses ved bruk av prefabrikkerte komposittdekker som består av limtre-steg i c/c avstand med LVL-plater som topp- og bunnflens og vist i Figur 2-4 [2]. Limtre-stegene vil være mer robuste i endene med tverrsnitt på 140x405 i GL30c og det vil være i disse bjelkene den momentstive forbindelsen monteres. Stegene i midten er av tverrsnitt 66x405 i GL30c. Med topp- og bunnplate i kvalitet Kerto Q og med tykkelse på 45 og 63 mm utgjør dette en total dekketykkelse på 513 mm. Dekkebredde vil være begrenset til 2,4 m grunnet transport.



Figur 2-4 Tverrsnittet til det prefabrikkerte dekket.

I masteroppgaven skrevet av Kristoffersen and Bjørge [9] ble dekket testet eksperimentelt og analytisk med en spennvidde på 9 meter, og den effektive bøyestivheten i langsgående retning ble «konkludert» til $EI_{L,eff} = 1.39 \cdot 10^{14} \text{ Nmm}^2$ [9]. Beregning av effektiv bøyestivhet etter tillegg B i NS-EN 1995 med $\gamma = 1$ for samme

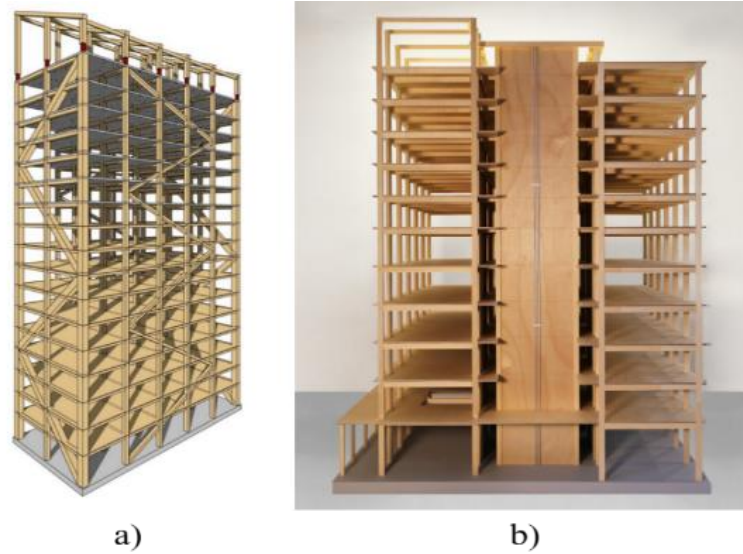
tverrsnitt, ga en verdi på $EI_{L,\infty} = 1.68 \cdot 10^{14} \text{ Nmm}^2$. Et dekke med tilsvarende $EI_{L,eff}$ verdi er brukt i masteroppgaven til Espeland [2].

Momentstive forbindelser mellom søyler-dekket vil bidra gunstig til dekkets vertikale nedbøyning og vibrasjonsnivå. En fullstendig dimensjoneringskontroll av brudd- og bruksgrensetilstand til dekket i Figur 2-4 etter NS-EN 1995-1-1 er utført i Kristoffersen and Bjørge [9] vedlegg D. I hulrommene vil ekstra masse i form av «grus» bli plassert for å bedre dekkets vibrasjon- og lydegenskaper samt dynamisk respons. Studie av massen sin påvirkning er utført og kan vise til at forbedringen av «utstrålt lydkraft» spesielt ved høye lydfrekvenser [10]. Økende masse vil også medføre redusert toppakselerasjon fra vindinduserte vibrasjoner [4].

2.2 Byggesystemer av tre i fleretasjebygg

De siste tiårene har utviklingen av medium- og høyhus bygget med trevirke som hovedstruktur skutt fart og flere banebrytende prosjekter er blitt realisert. Blant disse prosjektene finner man leilighetsbyggene *Forté Living* (2012) med 10 etasjer i Melbourne og *Treet* (2015) med 14 etasjer i Bergen, studenthybelbyggene *Brock Common Tallwood House* (2017) med 18 etasjer i Vancouver og *Moholt 50|50* (2016) med 9 etasjer i Trondheim og blandet-bruksbygget *Mjøstårnet* (2019) med 18 etasjer i Brumunddal. Sistnevnte holder fortsatt tittelen «Tallest All-Timber Building in the World» med sine 85,4 meter. Konstruksjonsprinsippene utnyttet i prosjektene varierer, men i hovedsak er det bruken av store limtrettrevssnitt og massivtre (CLT), hver for seg eller kombinert, som går igjen. For å se litt frem i tid er det ingenting som tyder på at grensene for høyhus i tre er nådd, og med prosjekter som «Oakwood Timber Tower» og «Oakwood Timber Tower 2- The Lodge» ser fremtiden ekstremt spennende ut.

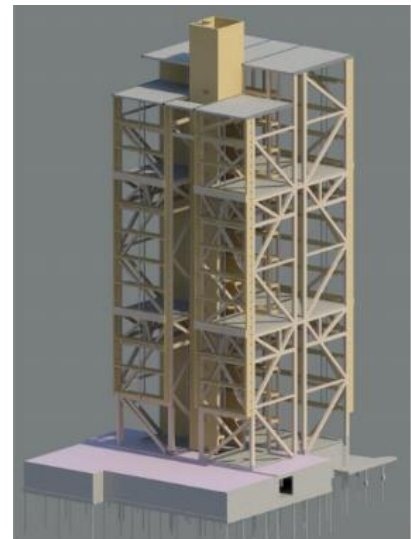
Cross-Laminatet-Timber (CLT) som er relativt nyutviklet har mye av æren for den positive utvikling i medium- og høyhusbyggingen i tre. CLT har gode egenskaper i flere retninger som gjøre produktet stabilt og fleksibelt. Disse egenskapene gjør at CLT kan brukes i vegger, gulvdekker og tak. Figur 2-5 b) viser et strukturelt system basert på CLT-skjærvegger som bidra til byggets globale stabilitet. En annen løsning på stabiliseringen av bygget er ved bruk av massive diagonaler som vil utgjøre en form for fagverk, vist i Figur 2-5 a) [11]. Diagonalene må være koblet og en effektiv og høykapasitets løsning er å bruke inn-slissede stålplater med gjennomgående dybler. Denne løsningen er ofte brukt i bruer og store bygninger i Norge [12].



Figur 2-5 a) Strukturelle systemet brukt i Mjøstårnet b) Strukturelle systemet som var planlagt å bruke i prosjektet «Framework» (<https://leverarchitecture.com>)

2.2.1 Treet

Med sine 14 etasjer og ferdigstilling i 2015, rommer *Treet* 62 leiligheter og et treningscenter, med parkering, oppbevarings- og tekniske rom i betongkjelleren. Bygget strekker seg 51 meter til værs. En fin måte å beskrive byggesystemet på er å sammenligne det med en kommode med skuffer, der kommoden står for global stivhet mens skuffene består av prefabrickerte leilighetsmoduler av CLT. Kommoden som er laget av limtre-staver danner «fagverkskjellet» rundt leilighetsmoduler vist i Figur 2-6, og er satt sammen med inn-slissede stålplater med gjennomgående dybder. For søyler ble tverrsnitt på 405x650 og 495x495 mye brukt mens 405x405 ble vanligvis brukt for diagonalene. Kvaliteten på limtre er GL30c og GL30h, men CLT elementene har egenskaper som minner om C24. Dimensjonerende lastkombinasjon ble med vind som dominerende last og ga en maksimal horisontal forskyvning i toppen av bygget på 71 mm. Dynamisk analyse av den strukturelle modellen ga en topp-akselerasjon noe høyere enn kriteriet for boareal, men ble sett på som akseptabelt. Monteringen besto i korte trekk av å plassere leilighetsmoduler i et visst antall etasjer, så bygge dette inn i «fagverkskjellet», plassere en «power-storie», så repetere modul-fagverk prosessen. «Power-storie» er en sterkere etasje med prefabrickert betongdekke på toppen som fungerer som base for neste repetisjon. Selv med vegger og heissjakt laget av CLT bidrar CLT-elementene minimalt til stabiliseringen av bygget [12].



Figur 2-6 Strukturelle systemet i *Treet*

2.2.2 Mjøstårnet

Mjøstårnet består av 18 etasjer og skyter hele 85,4 meter til værs. Tårnet består av kontorer, 32 leiligheter, 72 hotellrom der hotellet har navnet *Wood Hotel*, restaurant mm og ble ferdigstilt i 2019. I likhet med *Treet* består det strukturelle systemet av massive limtre-staver men her bare langs fasaden til bygget samt limtrebjelker og -søyler, alle av kvalitet GL30c eller GL30h. Typiske limtreverrsnitt som ble brukt for søyler varierer helt fra 625x630 for innvendige til 1485x625 for de mest belastete hjørnesøylene. For bjelker er 395x585 og 625x585 mye brukt, hhv for bæring av tre og betonggulv. Den største diagonalen som er brukt er 625x990. Systemet er vist i Figur 2-5 a). Det er også brukt CLT i lignende kvalitet som C24 i heissjakter og trappesjakter, men disse bidrar ikke til horisontal stabilitet. I stedet for prefabrikkerte CLT leiligheter er det brukt prefabrikkerte dekker fra Moelven med navn *TRÅ8* og veggelementer. *TRÅ8* kan minne mye om de prefabrikkerte komposittdekkene forklart i 2.1.2 og er oppbygd av limtre repetert i viss avstand med LVL-plate limt på toppen som kan nå opp til 10 meter i spennvidde. I de 6 øverste etasjene er det lagt inn betonggulv for å gi øvre del av bygget mer tyngde, noe som er gunstig for dynamiske og akustiske egenskaper. Selv med betongens tyngde var akselerasjon kritisk for dimensjoneringen og akselerasjonen for øverste etasje ble liggende over kriteriet for bolig gitt i ISO 10137. Dimensjonerende lastkombinasjon ble med vind som dominerende last og resulterte i en maksimal horisontal forskyvning i toppen av bygget på 140 mm. Monteringen av tårnet bestod hovedsakelig av sammensetning av store prefabrikkerte elementer som ble heist på plass. Utvendig dekning ble montert i samspill med byggets økende høyde. [11] [13]

2.3 Parametrisk design

For den parametriske delen av oppgaven ble det valgt å bruke *Dynamo Sandbox v2.0*. Grunnen er enkelt og greit at forfatteren har hatt en god innføring i selve applikasjonen og mulighetene for kompatibilitet med andre programvarer, som for eksempel *Robot Structural Analysis*, gjennom faget *TKT4198 Prosjektering av konstruksjoner*.

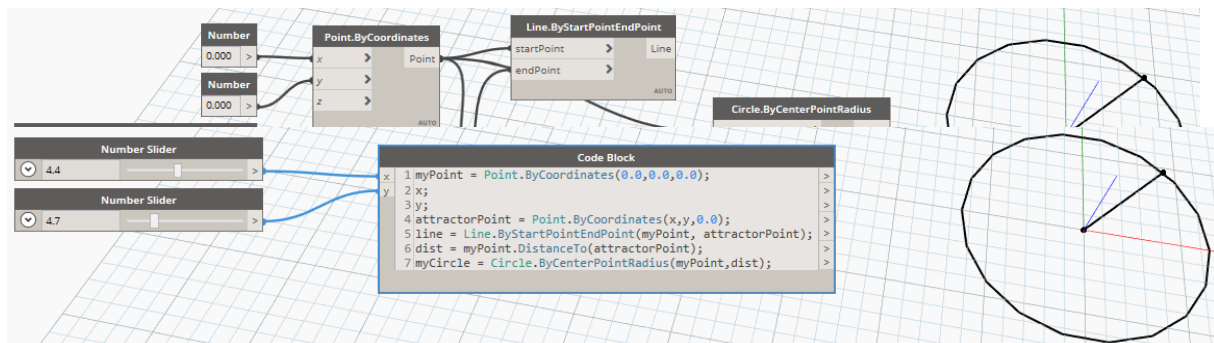
2.3.1 Dynamo

Autodesk Dynamo er en åpen kildekode programvareplattform for beregningsdesign og bygningsinformasjonsmodellering (BIM)[14]. Med åpen kildekode betyr det at koden til programvaren er tilgjengelig for brukerne. Dette gjør det mulig for brukere å rette, forbedre og utvikle programvaren og derav øke den totale kvaliteten og bruksområdene. *Dynamo* startet som et tilleggsprogram til *Revit*, men har utviklet seg til å bli ett mer omfattende visuelt programmeringsverktøy som tar i bruk både visuell programmering og tekstprogrammering til å skrive visuell geometri. Programmet kan brukes alenestående under navnet *Dynamo Sandbox* eller som et tilleggsprogram til andre designprogrammer, deriblant *Revit*, *Civil 3D* og flere *Autodesk* produkter. Med åpen kildekode vil det være mulig for programutviklere og designere å lage egne tilleggspakker som inneholder tilpassede noder til *Dynamo*. *Structural Analysis for Dynamo* er en slik tilleggspakke som kan lastes ned og er brukt i oppgaven. Mer om denne tilleggspakken i 2.3.1.2.

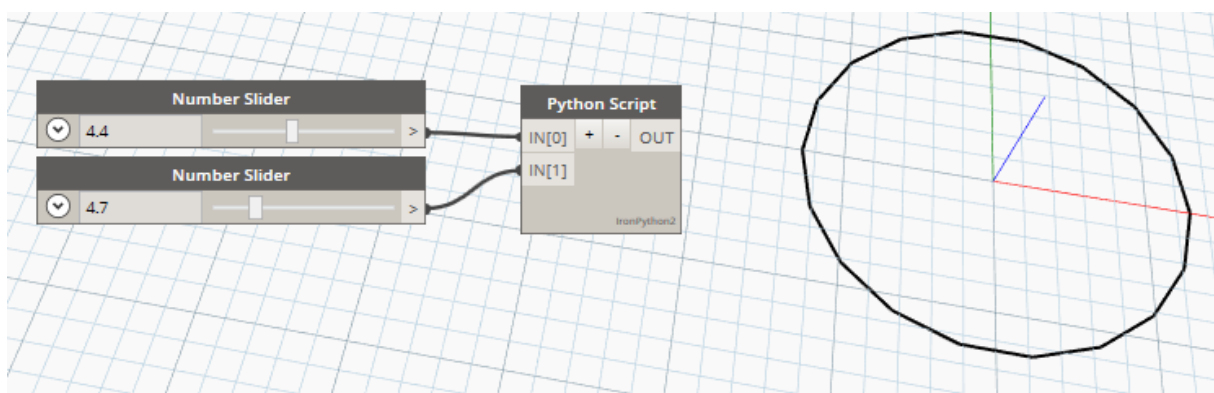
2.3.1.1 Visuell- og tekstprogrammering

Med visuell programmering vil brukeren ha mulighet til å skape geometri via koblede elementer, kaldt «noder», som definerer sammenhenger og rekkefølge for handlingene i algoritmen som resulterer i geometrien, uten å skrive en eneste linje med kode. Ett enkelt eksempel på dette er vist i Figur 2-7. Hver enkel node vil ha varierende antall

inputporter og en outputport, med bakomliggende tekstkode som definerer handlingen til noden. Tekstkoden vil prosessere inputen og gir ut outputen. Dette kan være en oversiktlig metode å designe på og enklere inkluderer andre designere senere i løpet.



Figur 2-9 Tekstprogrammerings-skript som produserer samme geometri som i Figur 2-7, ved bruk av Dynamos DesignScript.



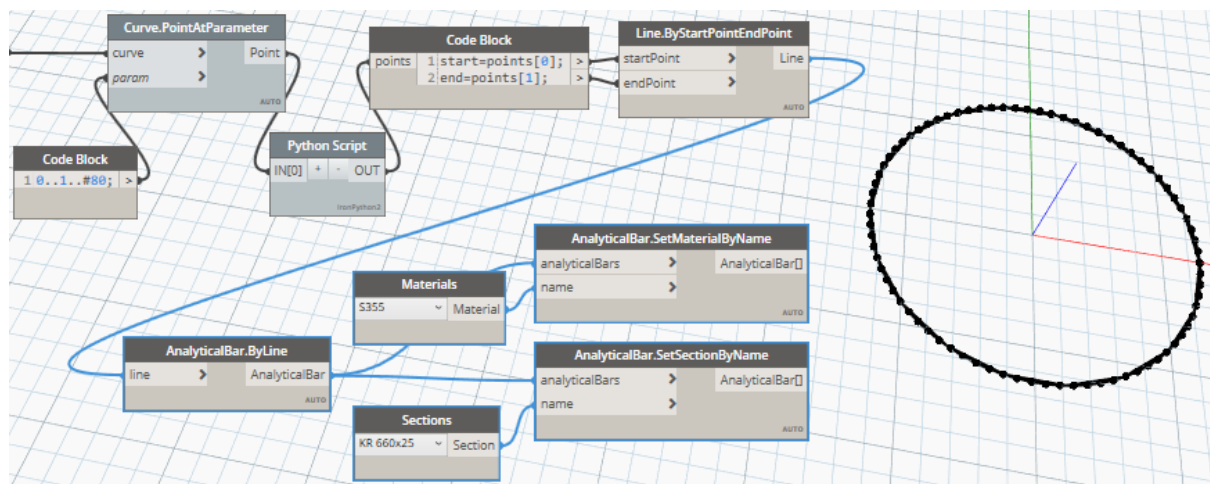
Figur 2-9 Tekstprogrammerings-skripts ved bruk av Python Script- node. Skriptet i noden er det samme som vist Code Block i Figur 2-9, men det er kun «myCircle» som er definert som output.

Selv om visuell programmering gir brukere uten kodekunnskaper mulighet til å parametrisere geometri og har ett stort bruksområdet vil mulighetene og ytelsen bli betydelig utvidet ved bruk av tekstprogrammering. Programmeringspåkene *Python* og *C#* er begge støttet for bruk i *Dynamo*, samt Dynamos eget *DesignScript* som gjør det enkelt å gå fra visuell- til tekstbasertskripting. Hovedforskjellen med tanke på ytelse og effektivitet mellom visuell- og tekstprogrammering ligger i at *Dynamo* tolker tegning av geometri og skapelsen av geometri forskjellig. Det å bare skape geometri i form av data uten visualisering vil åpenbart være mindre belastende for minne og øke kjørehastigheten til skriptet, spesielt ved store datamengder. Dette vil kun gjelde kodeblokker med *Python* og *C#*, der brukeren selv bestemmer hva som er output. Figur 2-9 illustrerer dette. Ved bruk av *DesignScript* vil alle kodelinjer bli oppfattet som output og dermed også visualisert, men kan fortsatt oppfattes som fordelaktig og plassparende, vist i Figur 2-9. En stor fordel ved bruk av tekstbaserte programmeringsnoder er tilgangen det kan gir til andre applikasjones programgrensesnitt (API) og derav åpne opp en ny verden med muligheter. Andre generelle fordeler som å jobbe med lister, itereringer, påstander og argumenter kan forenkles ved bruk av tekstprogrammering.

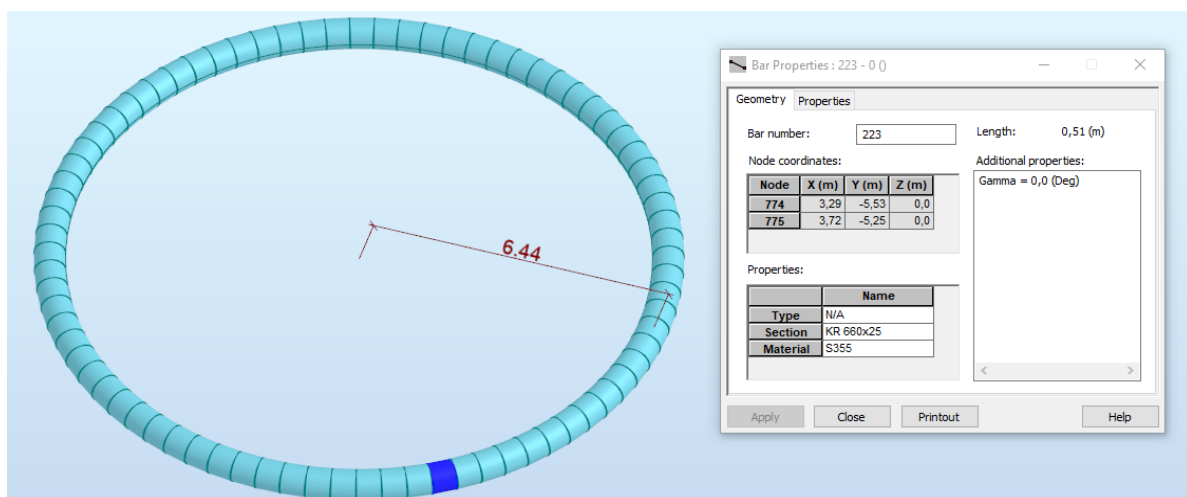
2.3.1.2 Structural Analysis for Dynamo

Denne tilleggspakken for *Dynamo* tilbyr en direkte kobling mellom programmet og *Autodesk Robot Structural Analysis*. Pakken inneholder tilpassede noder som bruker

Robot Structural Analysis sin API til å gi brukerne mulighet til å lage en strukturell modell i *Robot* ved bruk av *Dynamo*. Det finnes flere løsninger på denne koblingen, blant annet ved å bruke *Dynamo Revit* og videre eksportere modellen til *Robot*. Dette medfører et ekstra bindeledd å ta hensyn til som kan være ugunstig, i hvert fall hvis strukturell analyse er i fokus. *Structural Analysis for Dynamo* tillater både å overføre geometri i form av punkter, linjer, overflater og volumer som er definert i *Dynamo* til strukturelle noder og elementer i *Robot*, og å lage strukturelle noder og elementer fra grunnen. Figur 2-10 og Figur 2-11 viser et eksempel på førstnevnte metode. I tillegg til å overføre og lage strukturell geometri inkluderer pakken også muligheten for påføring av ytre laster, strukturelle analyser og visualisering av resultater. Dette åpner for optimalisering av systemer og parametriske strukturelle systemer som ikke er sårbare for senere designendringer. [15]



Figur 2-10 Utvidet skript fra Figur 2-9. Lagt til punkter på sirkelen og dratt linjer mellom punktene. Disse linjene «overføres» til analytiske elementer med angitt materiale og tverrsnitt. Noder fra *Structural Analysis*-pakken er markert med blått.



Figur 2-11 Resultatet i *Robot Structural Analysis* fra skript i Figur 2-9 og Figur 2-10. Linjene er her blitt til strukturelle elementer med mekaniske egenskaper og er en parametriske modell som vil følge endringene i skriptet.

3 Laster og design

For å gi konstruksjonen ett dimensjoneringsgrunnlag må det påføres laster. Laster i form av permanente, variable og masser er i stor grad dekt i ulike deler av Eurokode 1: Laster på konstruksjoner (NS-EN 1991). Det er også nødvendig med lastkombinasjoner som har til hensikt å representere verst tenkelig lastsenario, både for bruddgrensetilstand (ULS) og bruksgrensetilstand (SLS), og er dekt i Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner (NS-EN 1990).

3.1 Permanente påvirkninger

En permanent påvirkning (G) er definert i NS-EN 1990 som «påvirkning som ventes å virke gjennom en gitt referanseperiode der variasjonen med tiden er ubetydelig, eller der endringen alltid går i samme retning (monotont) inntil påvirkningen når en bestemt grenseverdi» [16]. Typiske permanente laster er egenvekt til konstruksjonen og faste installasjoner.

3.1.1 Egenlast

For byggverk klassifiseres egenlaster som permanente bundne påvirkninger og er omfattet av NS-EN 1991-1-1 [17]. Egenvekten til søylene blir kalkulert basert på GL30c tverrsnittene med en tilhørende densitet $\rho = 430 \text{ kg/m}^3$ [18]. Egenvekten til de prefabrikkerte dekkene er satt til 215 kg/m^2 , 115 kg/m^2 fra Kerto platene og 100 kg/m^2 fra GL30c beams, men er konservativt satt til $G_{k,dekker} = 2.3 \text{ kN/m}^2$.

3.2 Variable påvirkninger

En variabel påvirkning (Q) er definert i NS-EN 1990 som «påvirkning der tidsvariasjonen verken er ubetydelig eller monoton» [16]. Typiske variable laster er nyttelaster på bygningens dekker, bjelker og tak, vindlaster og snølaster.

3.2.1 Nyttelast

Nyttelaster skal klassifiseres som variable, frie påvirkninger med mindre annet er oppgitt og er omfattet av NS-EN 1991-1-1 [17]. Lasten bør også behandles som en kvasi-statisk påvirkning som vil si den har dynamisk påvirkning beskrevet ved en ekvivalent statisk påvirkning. Nyttelaster varier i karakteristiske verdier avhengig av hvilken kategori og hvilke området laster virker. For kategori B, Kontorarealer, er anbefalt verdi satt til $Q_k = 3.0 \text{ kN/m}^2$ og vil bli brukt på alle dekker i oppgaven.

3.2.2 Snølast

Snølast skal klassifiseres som variabel, bundne påvirkninger dersom annet ikke er oppgitt og er omfattet av NS-EN 1991-1-3 [19]. Lastens karakteristiske verdi varier med geografiske og topografiske forhold samt byggets utforming, og bestemmes med en returperiode på 50 år. For bygg i byer som Trondheim og Oslo med flate tak vil dimensjonerende snølast setter som $S_k = 2.8 \text{ kN/m}^2$.

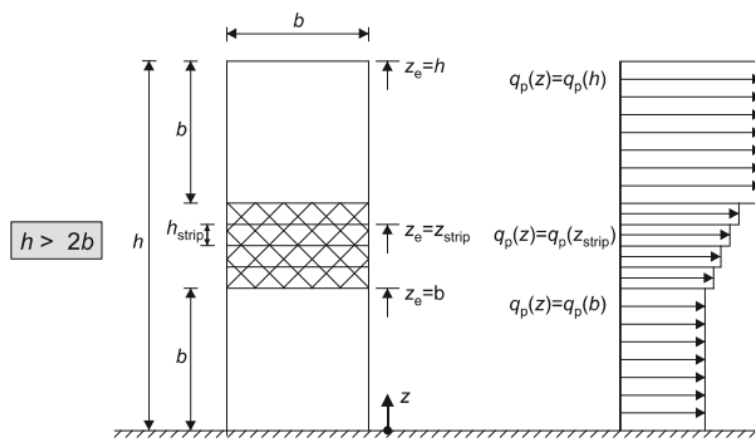
3.2.3 Vindlast

Vindpåvirkning bør klassifiseres som variable bunden påvirkninger med mindre annet er angitt og er omfattet av NS-EN 1991-1-4 [20]. Lasten varier stort både med tiden og høyden og blir representert ved et forenklet samlet sett med krefter som tilsvarer vindpåvirkningene. Kreftene virker som direkte trykk på utvendige flater og indirekte

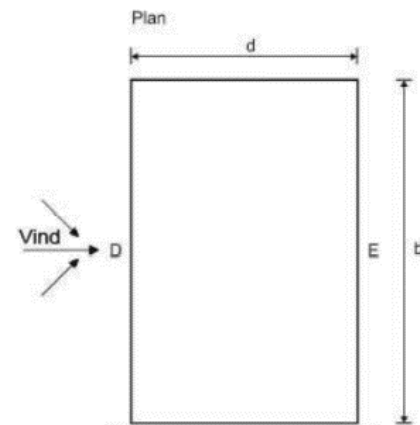
trykk på innvendige flater grunnet utettheter i bygninger. Karakteristiske grunnverdier for vind har en årlig sannsynlighet for overskridelse på 0,02 som tilsvarer en returperiode på 50 år. Dette tilsvarer $c_{prob} = 1,0$.

Vindtrykket på bygget avhenger av en rekke faktorer, og er definert ut fra hastighetstrykket $q_p(z)$ multiplisert med en utvendig formfaktor $c_{pe,10}$.

Topp hastighetstrykket avhenger igjen av vindklima, terrengruhet, terrengformen og referansehøyden. Figur 3-1 viser hvordan hastighetstrykket varierer med referansehøyden for et bygg med $h > 2b$ [20]. Figur 3-2 viser soneinndelingen for bygget sett ovenfra [20]. For utregning av vindtrykket er det brukt referansevindhastighet $v_b = 26 \text{ m/s}$, noe som tilsvarer en middels høy hastighet i Norge og er representerende verdi for byer som Trondheim og Stavanger. Region ble satt til «Området 1» men vil ikke ha noe innvirkning siden byggeområdet er antatt å ligge nærme havnivå. Ut ifra *WoodSol* sitt mål om å bygges i urbaniserte området vil det være naturlig å anta terrengkategori 4. Utregning av vindtrykket er gjort i Vedlegg D.



Figur 3-1 Hastighetstrykket som variabel av høyden og bredden.



Figur 3-2 Sone D og E definert for et rektangulært bygg.

Siden oppgaven omhandler muligheter og begrensinger ved *WoodSol* byggesystem og byggets geometri vil derfor bli variert i stor grad, som også vil påvirke vindlasten, er det nødvendig med visse forenklinger av vindpåvirkning. Forenklinger som er gjort er:

- Hastighetstrykket på bygget er satt til konstant verdi tilsvarende $q_p(z) = q_p(h)$ i Figur 3-1. Dette er en konservativ forenkling og vil medføre større horisontale deformasjoner.
- Innvendig trykk og tangentielle friksjonskrefter neglisjeres.
- Asymmetrisk belastning er ikke vurdert.
- Formfaktor for et forhold $h/d = 1$ vil bli brukt. $c_{pe,10,D} = 0,8$ og $c_{pe,10,E} = -0,5$. Forholdet vil ofte ligge rundt denne verdien for begge vindretningene og ses derfor på som fornuftig.

Vindtrykket og vinsuget for et bygg på 24 meter vil resultere i $w_{e1} = 0,63 \text{ kN/m}^2$ og $w_{e2} = 0,55 \text{ kN/m}^2$.

3.3 Lastkombinasjoner

Ut ifra hvilken grensetilstand som gjennomgås vil lastkombinasjonene være forskjellige og de brukte lastkombinasjonene blir gjennomgått her. Tabell 3-1 viser oversikten av faktorer for ulike lastkombinasjonslikninger.

Tabell 3-1 Verdier for ψ -faktorer for bygninger [16]

Last-type	Kombinasjons- verdi	Ofte forekommende	Tilnærmet permanent
	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Nyttelast- Kategori A og B	0,7	0,5	0,3
Snølast	0,7	0,5	0,2
Vindlast	0,6	0,2	0

3.3.1 Bruddgrensetilstand ULS

I bruddgrensetilstand tas det hensyn til både mennesker og konstruksjonens sikkerhet, ved å finne kombinasjoner som gir mest ugunstig lastvirkning. Her blir ulike sett med partisalfaktorer og faktorer for variabel påvirkning tatt i betraktning. NS-EN 1990 gir følgende to grunnleggende kombinasjoner presentert i Tabell 3-2 for bruddgrensetilstand med ugunstig laster.

Tabell 3-2 Dimensjonerende verdier for lastekombinasjoner med innsatt koeffisienter

Dimensjonerende situasjon	Permanente laster (Ugunstig)	Dominerende variabel last	Øvrige variable laster (ugunstig)
Ligning (6.10a)	$1,5G_{kj,sup}$	$1,5\psi_{0,1}Q_{k,1}$	$1,5\psi_{0,i}Q_{k,i}$
Ligning (6.10b)	$1,2G_{kj,sup}$	$1,5Q_{k,1}$	$1,5\psi_{0,i}Q_{k,i}$

Ut ifra definerte laster og koeffisienter vil alltid ligning 6.10b bli dimensjonerende og vil derfor bli brukt videre. Grunnet materialegenskapene til trevirke vil ulike kombinasjoner og valg av dominerende- og øvrige variable laster ha innvirkning på fasthetsfaktoren k_{mod} . Verdien på k_{mod} bestemmes etter klimaklasse og lastvarighetsklasser, der lastvarighetsklassen bestemmes etter lasten med kortest varighet. Lastenes lastvarighetsklasse er oppgitt i Tabell NA 2.2 i EN-NS 1995-1-1, og resultatet av ulike lastkombinasjoner er vist i Tabell 3-3. Klimaklasse vil i hele oppgaven være satt til 2.

Tabell 3-3 Lastkombinasjoner og k_{mod}

Dimensjonerende situasjon	Permanente laster	Dominerende variabel last	Øvrige variable laster	k_{mod}
Vind	G_k	W_k	Q_k, S_k	1,1
Nyttelast (med vind)	G_k	Q_k	W_k, S_k	1,1
Nyttelast	G_k	Q_k	S_k	0,8/0,9

Teoretisk sett vil det være en god del andre bruddgrensekombinasjoner, men kombinasjonene i Tabell 3-3 ses på som mest kritiske. Dette vil resultere i totalt 9 kombinasjoner, grunnet vind i x og y retning samt kombinasjoner der vinden er snudd motsatt vei (påvirkning på diagonalen).

Figur 3-3 Endelige lastkombinasjoner for ULS

Dimensjonerende situasjon	Navn	Lastkombinasjon	k_{mod}
Vind	USL1	$1,2G_k + 1,5(\pm)W_k + 1,05Q_k + 1,05S_k$	1,1
Nyttelast (med vind)	USL2	$1,2G_k + 1,5Q_k + 0,9(\pm)W_k + 1,05S_k$	1,1
Nyttelast	USL3	$1,2G_k + 1,5Q_k + 1,05S_k$	0,9

3.3.2 Bruksgrensetilstand SLS

I bruksgrensetilstand tas det hensyn til konstruksjonens funksjonsdyktighet, menneskets komfort og konstruksjonenes utseende. Kriterier som deformasjoner og vibrasjoner faller innenfor denne grensetilstanden. NS-EN 1990 gir tre kombinasjoner: karakteristisk, ofte forekommende og kvasi-permanent (tilnærmet permanent) der alle partialfaktorer er satt lik 1. Karakteristisk kombinasjon brukes ofte der grensetilstanden er irreversibel, dvs at det kan oppstå deformasjoner som ikke er reversible, og vil bli brukt for horisontal deformasjon med vind som dominerende variabel last.

$$G_k + W_k + \psi_{0,k}Q_k + \psi_{0,s}S_k \quad (6.14a) \quad (3.1)$$

Det vil her ikke være nødvendig med kombinasjoner der vindretningen er snudd.

Kvasi-permanent brukes vanligvis for langtidsvirkninger og konstruksjonens utseende, og brukes med nyttelast som eneste variable last for beregning av konstruksjonens masse til dynamisk analyse.

$$G_k + \psi_2Q_k \quad (6.16a) \quad (3.2)$$

Tabell 3-4 Endelige lastkombinasjoner for SLS

Dimensjonerende situasjon	Navn	Lastkombinasjon
Vind	SLS char	$G_k + W_k + 0,7Q_k + 0,7S_k$
Dynamisk	SLS quasi	$G_k + 0,3Q_k$

3.4 Konstruksjonsdynamikk

Ved bruk av materialer med høy/medium styrke og lav vekt (spesifikk styrke), som for eksempel trevirke, samt høyere utnyttelse og mer optimaliserte strukturer, har bygninger og strukturer blitt mer utsatt for dynamiske respons. I hovedsak er det først og fremst et problem under bruksgrensetilstanden (SLS) der den dynamiske responsen i form av vibrasjoner oppleves som ukomfortabelt av brukere, men kan også bli et sikkerhetsproblem når svingningen resonerer [21]. Kun bruksgrensetilstanden blir behandlet videre. For å kunne si noe om den dynamiske responsen i et system må naturlige egenfrekvenser og modusformer under fri vibrasjon beregnes. For å beregne disse brukes en «Modal analyse». En liten introduksjon av parameterer er gitt nedenfor og er hentet fra Chopra [22] [22].

Naturlig sirkulær egenfrekvens målt i rad/s er gitt av likning (3.9).

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (3.3)$$

der k - er stivhet; m - er masse

Naturlig perioden målt i s er gitt i (3.4). Perioden beskriver hvor lang tid svingningen bruker fra bølgetopp til bølgetopp.

$$T = \frac{2\pi}{\omega_n} \quad (3.4)$$

Naturlig egenfrekvens målt i Hz er gitt i likning (3.5).

$$f_n = \frac{1}{T} = \frac{\omega_n}{2\pi} \quad (3.5)$$

3.4.1 Modal analyse

Målet med modal analyse er som sagt å bestemme naturlig egenfrekvens og de naturlige modusformene. For systemer med et stort antall frihetsgrader (multi-degree-of-freedom) løses den dynamiske likevektsligningen med fri vibrasjon på vektorform.

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{v}} + \mathbf{k}\mathbf{v} = \mathbf{0} \quad (3.6)$$

der \mathbf{v} - er forskyvning; $\ddot{\mathbf{v}}$ - er akselerasjon

Forskyvningen for et udempet system kan til enhver tid beskrives som summen av de forskjellige forskyvningsformene skalert med et tidsavhengig vekttall.

$$\mathbf{v} = \sum_{i=1}^N \phi_i Y_i(t) \quad (3.7)$$

der ϕ_i -formen på forskyvningsfunksjonen; Y_i - er tidsavhengig vekttall

Ved å sette uttrykket for forskyvning i likning (3.7) inn i (3.6) og litt omskriving vil et sett med egenverdi problemer kunne løses.

$$(\mathbf{k} - \omega_n^2 \mathbf{m})\boldsymbol{\phi} = \mathbf{0} \quad (3.8)$$

3.5 Design kriterier

3.5.1 Bærekapasitet

Den bærene kapasitet til strukturelle elementer vil bli sjekket opp mot kravene gitt i NS-EN 1995-1-1 kapittel 6 for lastkombinasjonene i Tabell 3-3 med tilsvarende k_{mod} . For utregning av utnyttelsesgrad vil det brukes både Excel regneark og *Robot* sin innebygde «Timber design». Dette er en fin måte å dobbeltsjekke utregningen. Regnearket vil ta i bruk applikasjonen «Result Connect» som gir *Excel* tilgang på resultater kalkulert i *Robot*. Vedlegg B viser gangen i utregningene.

3.5.1.1 Linearisert knekking

I den momentstive retningen vil det være vanskelig å definere en bestemt knekk lengde for søylene. Søylene er kontinuerlige med momentstivhet i overgang til dekkene i hver etasje og dette vil påvirke knekk lengden. Det er derfor benyttet linearisert knekking for å estimere knekk lengden. For lastkombinasjon med vind i x -retning vil en knekk lengde på

$l_k = l$ brukes siden søylene er fasthold mellom hver etasje i x-retning ved bruk av bjelker. Lastkombinasjoner med vind i x-retning vil gi stor forskjell i normalkraft på søylene og bestemmes etter hvor diagonalene befinner seg. Linearisert knekking for estimering av knekklenge i den momentstive retningen vil derfor ikke brukes for disse lastkombinasjonene.

Fremgangsmåten er å bruke kombinasjonen med høyest aksialkraft-utnyttelsesgrad til å finne første globale knekkform for bygningen i momentstiv retning, for så å bruke den kritiske koeffisienten til å estimere L_k i likning (3.10), basert på antagelsen i likning (3.9).

$$N_E = \frac{\pi^2 EI}{L_k^2}, \quad N_E = K_k N_{max} \quad (3.9)$$

$$L_k = \sqrt{\frac{\pi^2 EI}{K_k N_{max}}} \quad (3.10)$$

der EI - er stivhet om bøyeaksen; L_k - er knekk lengden; N_{max} - er maksimal normalkraft fra lastkombinasjon; K_k - er kritisk koeffisient hentet fra *Robot*.

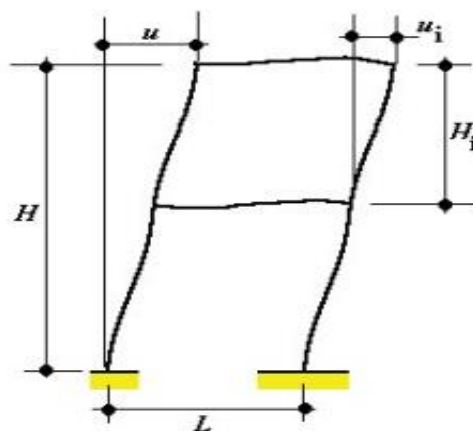
3.5.2 Horisontal forskyvning

Som tidligere nevnt vil horisontale forskyvninger ofte bli et av dimensjoneringsproblemene for høye bygninger i tre. NS-EN 1995-1-1 gir ingen direkte krav til forskyvninger horisontalt av bygg, men gir eksempler på grenseverdier for nedbøyning av bjelker i kapittel 7. Disse grenseverdiene kan tolkes og implementeres for bygginger. Grenseverdiene for en fritt opplagt bjelke er $l/300$ - $l/500$ og for fast innspent $l/150$ - $l/250$, der l er bjelkens lengde. Ut ifra dette vil følgende grenseverdier bli vurdert for horisontal forskyvning ved bruk av lastkombinasjon gitt i likning (3.1).

$$u_{max} \leq H/500 \quad (3.11)$$

der H er byggets høyde. Den relative forskyvningen mellom to etasjer (referert til som ISD (Inter-storey-drift) videre i oppgave) kan også føre til skader på ikke bærende elementer og grenseverdien er satt lik verdien for u_{max} .

$$u_i \leq H_i/500 \quad (3.12)$$



Figur 3-4 Definisjon av horisontal forskyvning

der H_i er høydedifferansen mellom etasjene. Definisjonen av forskyvningen er vist i Figur 3-4[16].

3.5.3 Akselerasjon

Trevirkets natur medfører ofte vind induserte vibrasjoner i bygninger og er et viktig designkriterie som kan ha stor påvirkning på komforten og brukbarheten. Mye av grunnen er lav vekt i medium høye trekonstruksjoner som resulterer i lave egenfrekvenser. Lave egenfrekvenser mellom 1-2 Hz har en tendens til å resonere med vindbelastning og derav skape ubehagelige svingninger [23]. Menneske induserte vibrasjoner i dekkene vil også kunne være et problem men er allerede undersøkt for det tiltenkt WoodSol dekke [9].

For estimering av vind-indusert akselerasjon gir NS-EN 1991-1-4 flere metoder, deriblant Annex B og Annex C. I oppgaven vil Annex B benyttes. I Vedlegg D er regnearket for akselerasjon presentert med et eksempel. For å vurdere akselerasjonen blir ISO 10137 benyttet [21]. Dette er en internasjonal standard for bruksgrensetilstand av bygninger og gangbane mot vibrasjoner. Mer presist brukes evalueringskurve Figure D.1 i Annex D. Figuren målet akselerasjon i et spekter 0,02-0,5, opp mot frekvens i et spekter 0,06-5. I standarden benyttes en sannsynlighetsfaktor på ett år som tilsvarer en $c_{prob} = 0,73$.

En rekke parametere påvirke akselerasjonsbergingen og kun hovedparametere vil forklares kort her. For selve beregningsmetoden og beskrivelser av parametere henvises det til NS-EN 1991-1-4 [20]. Byggets geometri, stivhet og masse er tre faktorer som har stor påvirkning på akselerasjonen. Forholdet bredde/høyde bestemmer slankheten λ , mens bredde/lengde bestemmer det som benevnes kraftfaktor ved uendelig høyde $c_{f,0}$. Disse to danner så kraftfaktoren c_f . Mengden avstivning og avstivnings metoder vil påvirke byggets stivhet og bli reflektert i egenfrekvensen. Byggets masse vil bestemmes med bakgrunn i den kvasi-permanente lastkombinasjonen gitt av *SLS quasi* i Tabell 3-4. Denne lastkombinasjonen blir konverterte til masse etter likning (3.13).

$$m = \frac{G_k + \psi_2 Q_k}{g} \quad (3.13)$$

der g - er gravitasjonskonstanten på $9,81 \text{ m/s}^2$.

Både frekvens og modusform i begge retninger for de ulike byggene vil bli hentet fra *Robot* og brukt til å beregne den dimensjonsløse faktoren K_x og ekvivalent masse m_e . m_e representere byggets masse per meter i høyderetning og vil derav minske med økende etasjer.

Siden øverste bebodde flate er gulvet i øverste etasje, vil egenvektoren $\phi_{a,x}$ for denne høyden benyttes ved utregning av standardavviket $\sigma_{a,x}$.

Bygningens demping vil ha stor innvirkning på akselerasjonen og brukes i beregning av resonansresponsfaktoren R^2 . Dempingsforholdet ξ beskriver byggets mulighet for energispredning og vil med økende verdi senke svingninger i større grad. For *Treet* og *Mjøstårnet* ble det benyttet $\xi = 0,019$, noe som også vil bli brukt i oppgaven [11, 12].

3.5.4 Analytiske regresjonsuttrykk

I en studie utført av Vilguts, et al. [24] ble det analysert et bredt spekter av forskjellige 2D rammer med forbindelsesstivheter. Resultatene ble brukt til å utvikle ikke-lineære-

regresjonsuttrykk for horisontal forskyvning, ISD, frekvens og akselerasjon [24].
Uttrykkene er følgende for

Horisontal forskyvning i toppen av rammen:

$$u = c_u \cdot \left[\frac{h^3 \cdot n^2 \cdot q_w \cdot s}{n_b \cdot (EI_c)^{0,15} \cdot k_\theta^{0,65}} \right] \quad (3.14)$$

der c_u - er koeffisient for opplagerbetingelser; h - er etasjehøyden, n - er antall etasjer; q_w - er vindtrykket; s - er ut-av-planet avstanden mellom søylene; n_b - er antall spennvidder i planet; EI_c - er søylenes bøyestivhet; k_θ - er rotasjonsstivheten i søylene.

Maksimal Inter-storey-drift:

$$u_i = c_{u_i} \cdot \left[\frac{h^{3,3} \cdot n \cdot q_w \cdot s}{n_b^{0,85} \cdot (EI_c)^{0,2} \cdot k_\theta^{0,45}} \right] \quad (3.15)$$

der c_{u_i} - er koeffisient for opplagerbetingelser.

Fundamental egenfrekvens:

$$f = c_f \cdot \left[\frac{(EI_c)^{0,1} \cdot k_\theta^{0,3} \cdot n_b^{0,5}}{H^{0,85} \cdot (Q_{qp} \cdot L \cdot s)^{0,6}} \right] \quad (3.16)$$

der c_f - er koeffisient for opplagerbetingelser; H - er byggets høyde; L - er byggets lengde; Q_{qp} - er kvasi-permanent-last per kvadratmeter.

Akselerasjon:

$$a = 0,005 \cdot \left[\frac{v_b^{2,80}}{f^{0,6} \cdot q_m^{0,8} \cdot \xi^{0,4} \cdot L^{1,05} \cdot B^{0,15}} \right] \quad (3.17)$$

der v_b - er vindhastighetstrykket; q_m - er kvasi-permanent-masse per kvadratmeter; ξ - er dempningsforhold; B - er bygget bredde.

Koeffisienter for opplagerbetingelsene er gitt i Tabell 3-5.

Tabell 3-5 Opplagerbetingelseskoeffisienter

	c_u	c_{u_i}	c_f
Ledd	0,066	0,027	2,05
Semi-Rigid	0,058	0,017	2,35

Disse likningene vil ikke være direkte design kriterier, men vil brukes for sammenligning og evaluering. Det presiseres at der uttrykkene sammenlignes med verdier hentet ut fra analyser i *Robot Structural Analysis* vil verdier hentet fra *Robot* benyttes. For eksempel utregning av akselerasjon vil benytte frekvens fra *Robot* og ikke likning (3.16).

4 Modell

For å gjenskape en realistisk representasjon av Woodsol byggesystemet er det mange faktorer som må tas hensyn til.

4.1 Parametrisk modell

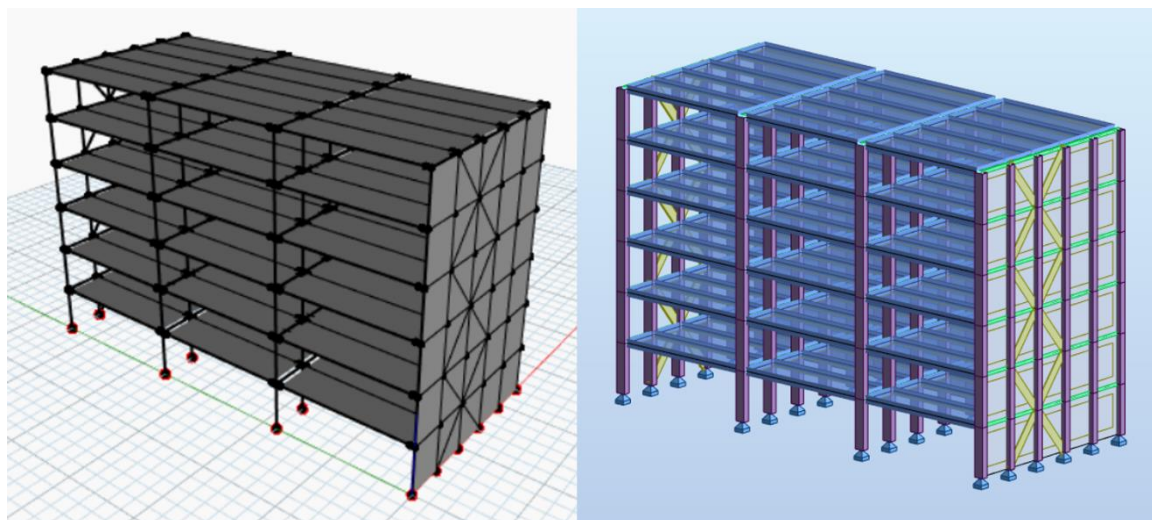
Den parametriske fremstillingen av modellen er produsert i Dynamo. Ved bruk av forskjellige input produserer Dynamo-scriptet en ferdig tilhørende modell som er klar for strukturell analyse. Inputs i scriptet er følgende:

- Byggets bredde i x og y retning
- c/c avstand mellom MRTF
- Spennvidde for dekkene
- Antall etasjer og etasjehøyde
- Tverrsnitt for søyler, bjelker og dekker
- Avstivning ved bruk av diagonaler
- Egenlaster, nyttelaster og vindlaster
- Lastkombinasjoner

Følgende er ikke en del av scriptet:

- CLT avstivning

Fremgangsmetoden for det parametriske skriptet er gitt i Vedlegg A. Vedlegg A gir en utfyllende gjennomgang og forklaring av skriptet del for del. Figur 4-1 viser overgangen fra geometriske punkter, linjer og overflater til strukturelle noder, søyler, bjelker og skallelementer.



Figur 4-1 Venstre: Bygget i Dynamo. Høyre: Bygget i Robot Structural analysis

4.2 Dekker

Modelleringen av de prefabrikkerte dekkene ble bestemt tidlig at kun skulle representere en forenkling av faktisk dekke gjennomgått i 2.1.2. Grunnen til dette er at dekkene allerede har blitt analysert og utforsket på et relativt dypt nivå, både mtp på

bruksgrensetilstand og bruddgrensetilstand i tidligere oppgaver. Dette resulterte i at dekkeelementene i *Robot Structural Analysis* ble modellert som ortotropisk skallelement med konstant tykkelse og ekvivalente verdier. Måten *Robot* definerer et ortotropisk skallelement er via materialets E-modul som må reduseres eller økes ved koeffisienter i de to retningene. For alle dekkene brukes et egendefinert materiale GL30c(deck) med verdier oppgitt i Tabell 4-1. ρ er utregnet tilsvarende en egenlast på $G_{k,dekker} = 2.3 \text{ kN/m}^2$.

Tabell 4-1 Materialverdier for GL30c(deck)

Navn	$E(\text{MPa})$	$G(\text{MPa})$	$\rho(\text{kN/m}^3)$
GL30c(deck)	13000	650	4,48

Koeffisientene blir regnet ut fra effektive bøyestivheter oppgitt i Tabell 4-2 som er hentet fra Kristoffersen and Bjørge [9] sine resultater.

Tabell 4-2 Effektive bøyestivheter [9]

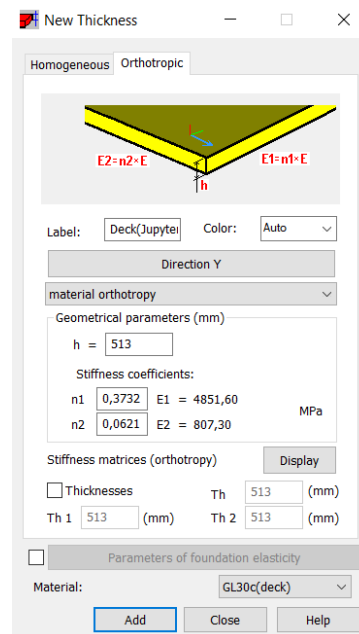
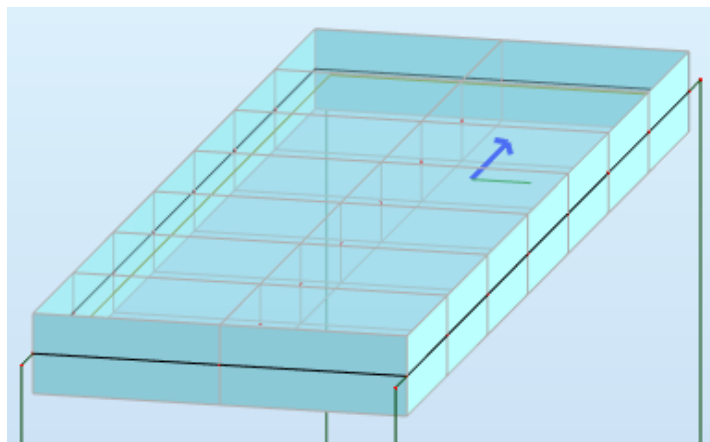
$L(\text{m})$	$EI_{eff,L}(\text{N/mm}^2)$	$EI_{eff,90}(\text{N/mm}^2)$
9	$1.39 \cdot 10^{14}$	$8,13 \cdot 10^{13}$

Koeffisientene og tilsvarende E-modul er oppgitt i Tabell 4-3. Vedlegg B viser antagelser *Robot Structural Analysis* gjør for utregning av ortotropisk element samt utregning av koeffisientene og hvordan stivhetsmatrisene blir kalkulert. Vedlegget er lagt ved for å gi forståelse om tolkingen og antagelser gjort av *Robot*. Resultatet i Tabell 4-3 er hentet fra Vedlegg B. E_1 verdien tilsvarer blå pil på Figur 4-2.

Figur 4-2 viser ortotropiske egenskaper gitt av *Robot* med koeffisienter fra Tabell 4-3. Stivhetsverdiene fra Vedlegg B vil avvike der tverrkonstanten påvirker stivheten grunnet *Robot* antagelse om en tverrkonstant tilnærmet null og ikke faktisk 0, men størrelsen på verdiene vil ikke utgjøre en forskjell for dekkets oppførsel.

Tabell 4-3 Tilsvarende koeffisienter og E-moduler

Retning	Koeffisient	E-modul($n_i \cdot E$)
0	$n_1 = 0,3732$	$E_1 = 4851,6$
90	$n_2 = 0,0621$	$E_2 = 807,3$



Figur 4-2 Høyre: Dekket inndelt i elementer. Venstre: Dekkets ortotropiske egenskaper.

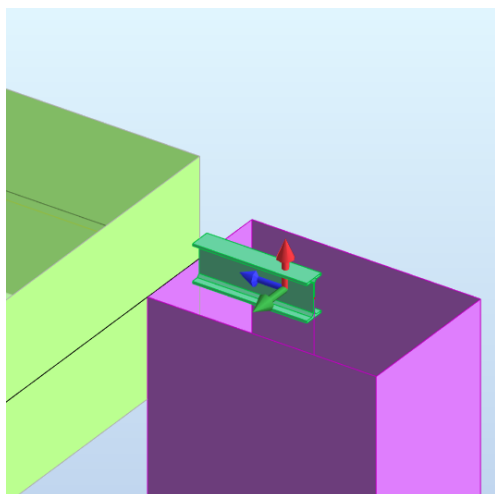
4.3 MRTF

Overgangen mellom søylene og dekkene ble modellert som en fiktiv kobling ved bruk av et tverrsnitt med egendefinert materialet. Koblingen strekker seg fra senter i søyletverrsnittet til hjørnenoden på dekke og materialer brukt er gitt i Tabell 4-4. Søyledeformasjonene vil ta hensyn til skjærdeformasjoner. Hovedhensikten med materialet er å simulere en «rigid link» mellom søylene og dekkene, som overfører kreftene uten å medføre deformasjoner. Å innføre en rigid link vil si å innføre stive kompatibilitetsforhold mellom nodene som er koblet og vil ha et «stiv-legeme» deformasjonsmønster.

Tabell 4-4 Materialverdier for søyle og kobling

Navn	$E(\text{MPa})$	$G(\text{MPa})$	$\rho(\text{kN}/\text{m}^3)$
GL30c	13000	650	4,3
Inf	999999999	80800,00	1,00

Figur 4-3 viser den fiktive koblingen med IPE 100 som tverrsnitt. Noden i søylen er fast innspent i alle retninger mens noden i dekke-enden er modellert med rotasjonsstivheter oppgitt i Tabell 4-5. Disse rotasjonsstivheten blir brukt der ikke annet er oppgitt. Med bidrag fra to dekker vil søylene ha en rotasjonsstivhet på $2 \cdot k_{\theta y} = 15000 \text{ kNm}/\text{rad}$. Forbindelsen vil også ha en rotasjonsstivhet om x og z akse og vil estimeres ut ifra et stivhetsforhold med stivheten rundt y akse. Stivhetsforholdet brukt er på $k_{\theta x}/k_{\theta y} = 0,1$, som vil gi $k_{\theta x} = 750 \text{ kNm}/\text{rad}$. Samme forhold blir brukt for $k_{\theta z}$. Dette forholde et eksperimentelt testet og utforsket i Vilguts [6] *Papir iii* [6].



Figur 4-3 Kobling mellom søyle og dekke

Tabell 4-5 Rotasjonsstivhetsverdier

Rotasjons-Akse	$k_{\theta} \left(\frac{kNm}{rad} \right)$
X	750
Y	7500
Z	750

4.4 Avstivning

I global x- retning vil det være nødvendig med tilleggsavstivning. Rotasjonsstivheten om x-aksen på 750 kNm/rad vil verken være tilstrekkelig eller tiltenkt å stabilisere bygget i retningen, men er mer en tilleggsegenskap i forbindelsen grunnet stor rotasjonsstivheten om y-aksen. For avstivning vil det brukes diagonaler av ulike tverrsnitt og CLT-elementer benyttes med materialeegenskaper i samsvar med GL30c i Tabell 4-4.

4.4.1 Diagonaler

For å ta hensyn til diagonalens kobling i knutepunkter vil de modelleres med fjærstivhet i begge ender. Dette vil redusere den totale stivheten i diagonalen etter prinsippet om sammenkoblede serie stivheter etter sammenhengen vist i likningene (4.1) og (4.2).

$$K_{diag} = \frac{EA}{L}, \quad K_{ende} = a \cdot K_{diag} \quad (4.1)$$

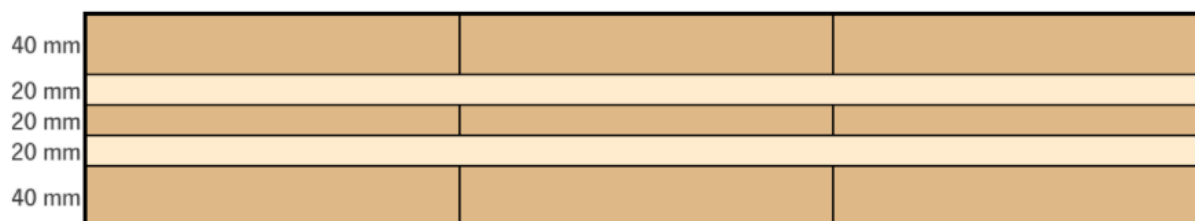
$$K_{tot} = \left(\frac{1}{K_{ende}} + \frac{1}{K_{diag}} + \frac{1}{K_{ende}} \right)^{-1} \quad (4.2)$$

der EA/L er aksialstivheten til diagonalen; a - er reduksjonskoeffisient.

Der annet ikke er oppgitt vil a settes lik 0,7. Ved å sette $a = 0,7$, medfører det et forhold på $K_{tot} \approx 0,26 \cdot K_{diag}$.

4.4.2 CLT

Massivtre- elementene er i likhet til dekkene modellert som skallelement. Her vil det manuelt settes inn verdier for de respektive stivhetene. Stivhetsverdiene er hentet fra massivtre-fabrikanten KLH. CLT- elementene vil representere et kommersielt produkt fra KLH med navn *KLH 5s 140 TL [25]*. Oppbygningen er vist i Figur 4-4.



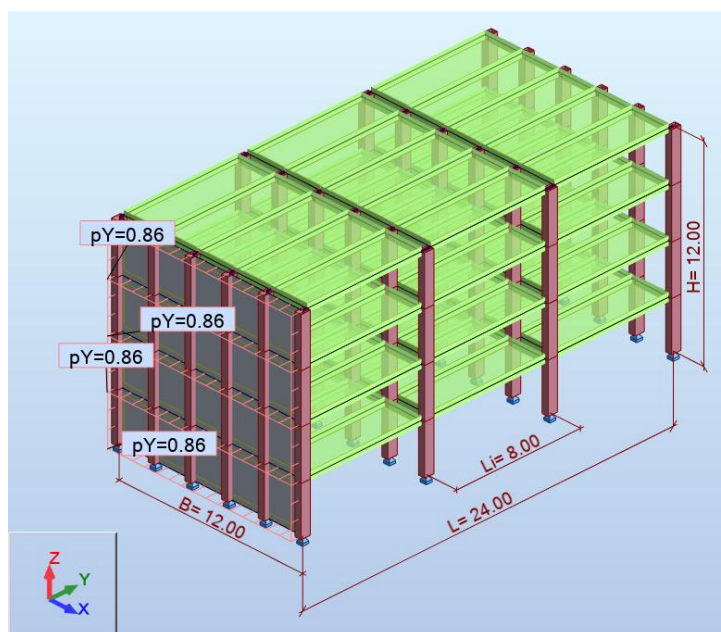
Figur 4-4 KLH 5s 140 TL elementet

Elementene modelleres med fri rotasjon om z-aksen i hver søyle elementene tilstøter.

4.5 Modell variasjon

Motivasjonen for å lage en parametrisert modell av WoodSol er for å kunne undersøke oppførselen ved ulike geometriske og strukturelle parametere. Modellvariasjonen vil deles opp i to hoveddeler, der første del tar for seg endringer av parametere i den momentstive retningen uten å se på respons i den vinkelrette retningen, mens den andre vil presentere mer «komplette» bygninger. I alle modeller vil y representere momentstiv retning, x vinkelrett på momentstiv retning og z vertikalretning, se Figur 4-5.

Grunnet WoodSol oppbygning og transportbegrensninger vil avstanden mellom søylene i x-retning vil begrenset til 2,4 meter for alle modeller og vil ikke bli variert. For spennvidder vil notasjon [spennvidde1, spennvidde2, ..., spennvidde(i)] benyttes.



Figur 4-5 Eksempel på WoodSol modell med vindlast

4.5.1 MRTF retning

Ved analyse av den momentstive retningen vil geometrien kun være basert på gjentatte repetisjoner av samme strukturelle system. Dette vil resultere i at kun akselerasjon er avhengig av ending i bredden ut fra alle lastresponser undersøkt. Dette åpner opp for forenklinger av visse parametere uten å hente ut verdier fra Robot for hver endring.

For analyser i MRTF- retning vil bare kombinasjoner med vind i y-retning være relevant for ULS og SLS vurdering. Videre vil ikke vindens (\pm) retning påvirke siden disse modellene ikke inneholder diagonaler.

Endringer som vil bli studert er byggets bredde (B), lengde (L), høyde (H), lengde mellom søylene (L_i) og søyletvversnitt. Bygningene kategoriseres med total lengde og spennvidde.

4.5.1.1 L24 [8,8,8]

Første bygg som blir evaluert er identisk med Figur 4-5. Oversikt over geometri er gitt i Tabell 4-6.

Tabell 4-6 Geometrioversikt for L24 [8,8,8]

$B(m)$	$L(m)$	$L_i(m)$	$H_i(m)$
12	24	[8,8,8]	3

4.5.1.2 L48 [8,8,8,8,8,8]

L48 [8,8,8,8,8,8] vil være identisk til Figur 4-5 men med doblet antall spennvidder. Byggets geometri er gitt i Tabell 4-7.

Tabell 4-7 Geometrioversikt for L48 [8,8,8,8,8,8]

$B(m)$	$L(m)$	$L_i(m)$	$H_i(m)$
12	48	[8,8,8,8,8]	3

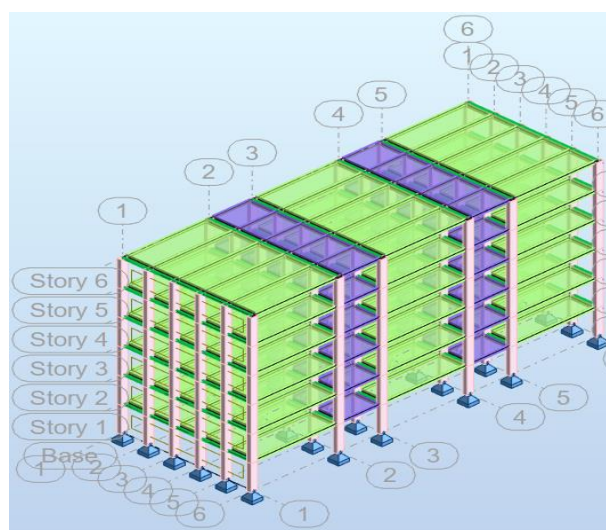
4.5.1.3 L32 [8,4,8,4,8]

Det vil også være interessant å se på påvirkningen av ulike spennvidde lengder og hvordan de analytiske uttrykkene kan utnyttes.

Tabell 4-8 Geometrioversikt for L32 [8,4,8,4,8]

$B(m)$	$L(m)$	$L_i(m)$	$H_i(m)$
12	32	[8,4,8,4,8]	3

For å holde modellen realistisk vil nedjustert spennvidde også nedjustere den effektive bøyestivheten. Så halvert spennvidde medfører halvert bøyestivhet, men ikke halvert masse. Figur 4-6 viser modellen med blå dekker som representerer halverte bøyestivhet.



Figur 4-6 Utforming av L32 [8,4,8,4,8]

4.5.2 WoodSol bygninger

Når mer komplette bygninger skal presenteres må det legges inn avstiving. Når avstivingen legges inn, vil det fokuseres på WoodSols målsetting om å oppnå en åpen arkitektur i bygget. Derfor vil det forsøkes å unngå å plassere diagonaler i den momentstive retningen utenom heis og trappesjakter. De første bygningen som vurderes vil ha relativ lav slankhet og strekke seg godt ut i bredden og lengden. Bygningen vil bli kategorisert i henhold til bredden, lengden og høyden, samt avstivningsmetode.

Der byggene ikke er tilleggsavstivet i x- retning kan bygget vurderes opp mot de analytiske uttrykkene i momentstive retningen.

4.5.2.1 Avstivningsmetoder

Kryss vil indikere at bygget har diagonaler som krysser hverandre oppover i høyden. Diagonalene vil ikke være kontinuerlige gjennom søylene og ha en forbindelse i hvert etasjeknutepunkt.

CLT indikerer at massivtre er brukt til horisontal avstiving. CLT elementene er modellert med fri rotasjons om z-aksen.

4.5.2.2 B24L36 [8,8,4,8,8] Kryss

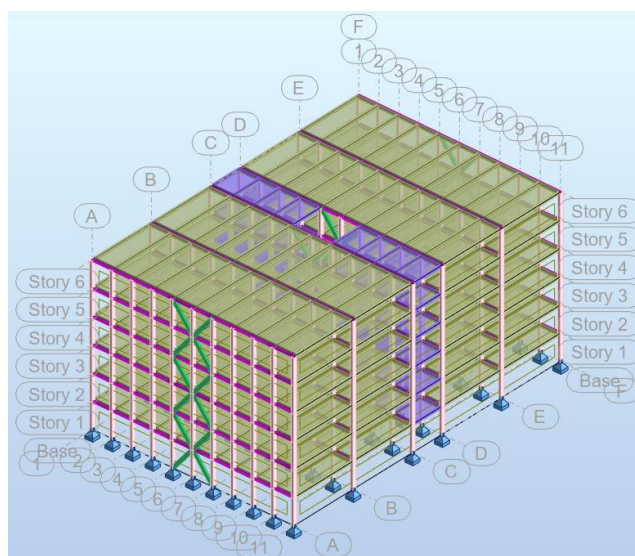
Tabell 4-9 gir en oversikt over byggets geometri.

Tabell 4-9 Modellgeometri for B24L36 [8,8,4,8,8] Kryss

$B(m)$	$L(m)$	$L_i(m)$	$H_i(m)$
24	36	[8,8,4,8,8]	3

Modellen med 6 etasjer er visuelt presentert i Figur 4-7. Forskjellige tverrsnitt og dekker er definert i fargekoder der grønn er diagonaler, rose er søyler, lilla er bjelker, lysegrønn er originalt dekke og blå er dekket med redusert stivhet.

Avstivningen er utført i kryss og går fra søylebunn til etasjeskillet. Totalt fire plan med avstiving er innført, hhv i plan A, C, D og F.



Figur 4-7 Utforming av B24L36 [8,8,4,8,8] Kryss.

Sjakt til trapp og/eller heis er plassert midt i bygget.

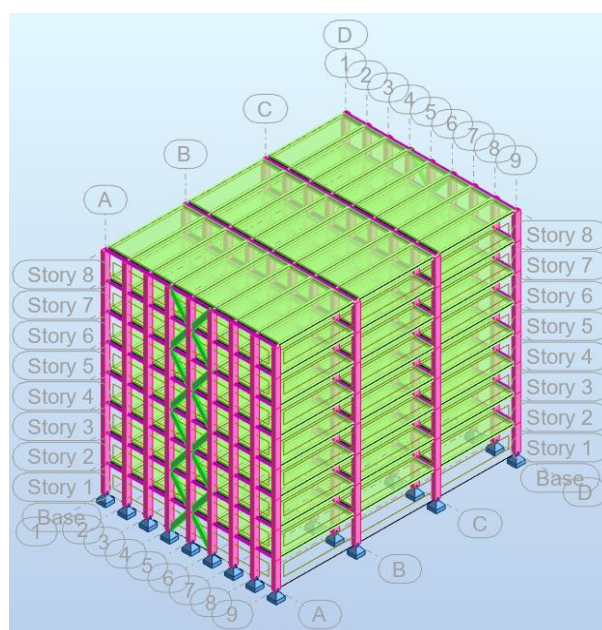
4.5.2.3 B19L27 [9,9,9] Kryss

Bygget vil ha tre like spennvidder med geometri gitt i Tabell 4-10.

Tabell 4-10 Modellgeometri for B19L27 [9,9,9] Kryss

$B(m)$	$L(m)$	$L_i(m)$	$H_i(m)$
19,2	27	[9,9,9]	3

Figur 4-8 viser modellen med 8 etasjer. Her vil dekkene ha egenskaper som det originale dekket. Avstivning vil i denne modellen være i plan A og D. Avstivningen i plan D er lik avstivningen i plan A. Her er det ikke tatt høyde for eventuelle sjakter til trapper eller heis.



Figur 4-8 Utforming av B19L27 [9,9,9] Kryss

4.5.2.4 B24L36 [9,9,9,9] Kryss

Bygget vil ha samme utvendige dimensjoner som B24L36 [8,8,4,8,8] Kryss men ulike spennvidder. Bygget vil også dekke samme areal med mindre elementer og søyler noe som er positivt når det bygges med prefabrikkerte elementer.

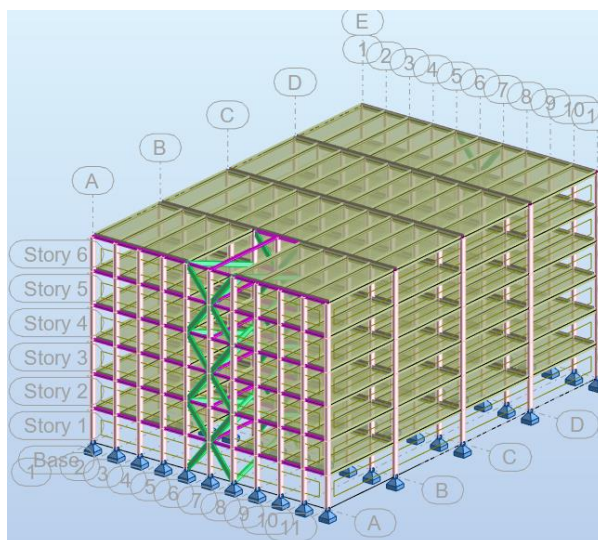
Tabell 4-11 Geometri for B24L36 [9,9,9,9] Kryss

$B(m)$	$L(m)$	$L_i(m)$	$H_i(m)$
24	36	[9,9,9,9]	3

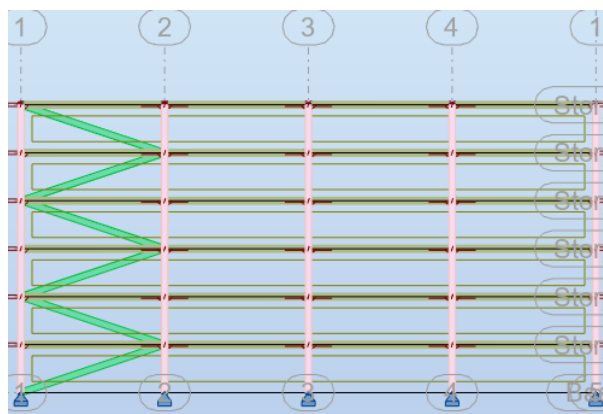
Figur 4-9 viser byggets utforming med 6 etasjer. Avstivning i x- retning vil bestå totalt tre plan av kryss i A, B og E.

Frem til nå har ikke byggene hatt tilleggsavstivning i momentstiv retning. Dette vil bli innført i denne modellen, men bare i tiltenkte trappe/heissjakt. Her vil avstivningen utførers med samme tverrsnitt som i x-aksen men ikke i kryss og er vist i Figur 4-10.

En stor utfordring med tilleggsavstivning med diagonaler i y- retning vil være utførelsen av knutepunkt og interaksjonen mellom dekkene og diagonalene.



Figur 4-9 Utforming av B24L36 [9,9,9,9] Kryss



Figur 4-10 Tilleggsavstivning i y- retning

4.5.2.5 B24L36 [9,9,9,9] CLT y- retning

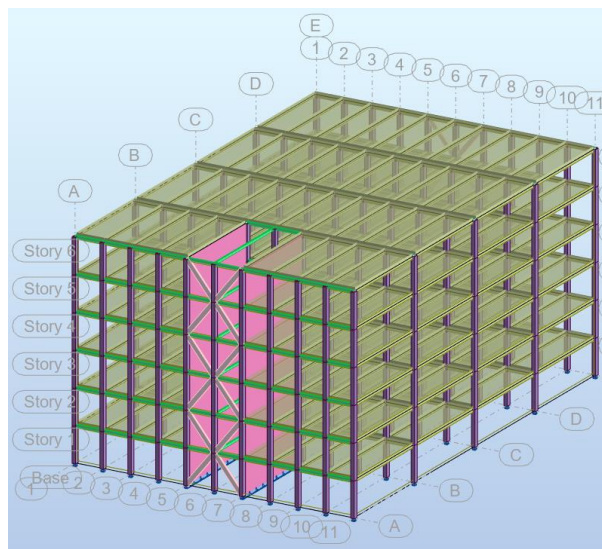
Bygget geometri er gitt i Tabell 4-12.

Tabell 4-12 Geometri for B24L36 [9,9,9,9] CLT y- retning

$B(m)$	$L(m)$	$L_i(m)$	$H_i(m)$
24	36	[9,9,9,9]	3

Modellen vil ligne B24L36 [9,9,9,9] Kryss, men vil ha et mindre plan med diagonalavstivning samt CLT som avstivning i y- retning. Å bruke CLT- elementer istedenfor diagonaler vil muligens gjøre knutepunktproblemene enklere. Siden ULS allerede er sjekket for et nesten identisk bygg blir dette utelatt her.

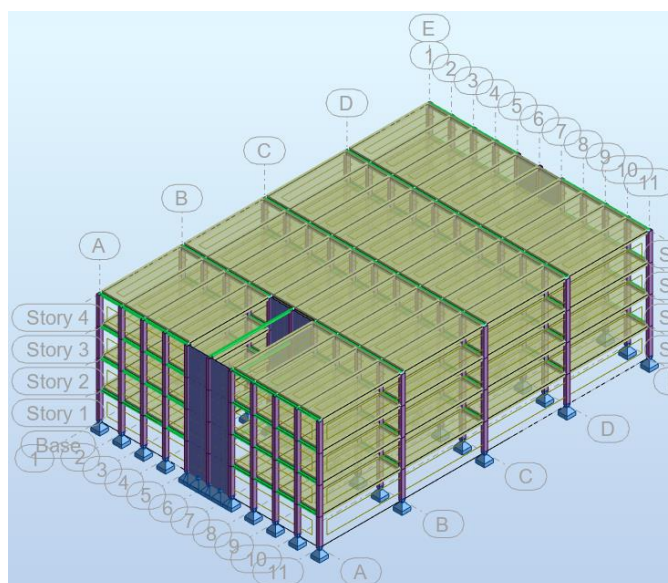
Bygget med 6 etasjer er vist i Figur 4-11, det rosa panel indikerer CLT- elementene. Elementene strekkes seg mellom to søyler og vil ha lik lengde som dekkene. Bygget er avstivet i x- retning med kryss i plan A og E.



Figur 4-11 Utforming av B24L36 [9,9,9,9] CLT y-retning

4.5.2.6 B24L36 [9,9,9,9] CLT x-retning

Geometrien til bygget vil være identisk til Tabell 4-12. Bygget vil kun ha avstivning i x-retning ved bruk av CLT- elementer. Figur 4-12 viser utformingen av bygget med fire etasjer, der tre plan med CLT- elementer er innført. Disse planene er hhv A, B og E og strekker seg over to bredder.



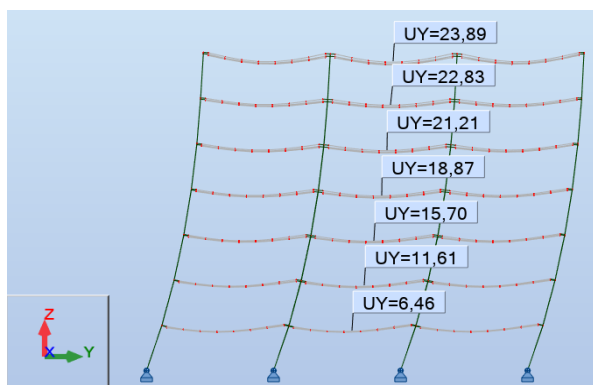
Figur 4-12 Utforming av B24L36 [9,9,9,9] CLT x-retning

5 Resultater

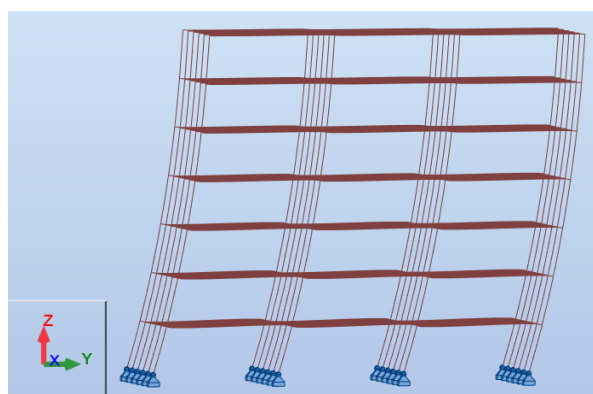
5.1 MRTF retning

5.1.1 L24 [8,8,8]

Første bygg som blir evaluert er identisk med Figur 4-5. Herfra vil bygget økes med et steg på tre meter og tilhørende verdier er lagt fram i Tabell 5-1. USL er bare vurdert for siste høyde som vil gi maksimale krefter og høyest utnyttelsesgrad. Dimensjonerende USL kombinasjon er oppgitt i parentes. Figur 5-1 og Figur 5-2 viser deformasjonsmønster og første egensvingeform for sine respektive kombinasjoner. Denne første egensvingeformen vil være den samme for alle rammene vurdert i MRTF retningen.



Figur 5-1 Deformasjonsmønster for H=21 og SLS char. Deformasjonen er en gjennomsnittlig verdi for etasjen.



Figur 5-2 Første egensvingeform for H=21 og SLS quasi konvertert til masse.

Selv om bredden er oppgitt i Tabell 5-1 vil den ikke ha direkte påvirkning på resultatene. Verdien på 12 meter er tilfeldig satt for å kunne lage en 3D-modell.

Tabell 5-1 Dynamisk og statisk respons hentet fra Robot for L24 [8,8,8]

$B(m)$	$L(m)$	$L_i(m)$	$H_i(m)$	Tverrsnitt		
12	24	8	3	600x400		
$H(m)$	$f(Hz)$	$u_{max}(mm)$	$u_{i_{max}}(mm)$	USL (%)	SLS $\left(\frac{u_{max}}{H/500}\right)$	SLS $\left(\frac{u_{i_{max}}}{H_i/500}\right)$
12,00	1,10	7,13	2,76	-	0,30	0,46
15,00	0,90	11,03	3,72	-	0,37	0,62
18,00	0,76	16,58	4,97	-	0,46	0,83
21,00	0,66	23,89	6,46	-	0,57	1,08
24,00	0,60	32,71	8,06	-	0,68	1,34
27,00	0,52	43,11	9,74	-	0,80	1,62
30,00	0,48	55,07	11,49	-	0,92	1,92
33,00	0,43	68,73	13,32	-	1,04	2,22
36,00	0,40	84,12	15,20	-	1,17	2,53
39,00	0,37	101,25	17,15	-	1,30	2,86
42,00	0,35	120,23	19,14	-	1,43	3,19
45,00	0,32	140,96	21,18	-	1,57	3,53

48,00	0,30	163,70	23,27	71 ULS1(-γ)	1,71	3,88
--------------	------	--------	-------	-------------	------	------

Tabell 5-1 viser synkende frekvens og stigende forskyvninger med økende høyde. Kravene for SLS er indikerer at ISD vil ganske tidlig bli et problem i den momentstive retningen med en overtredelse allerede ved 21 meter. For horisontal forskyvning vil ikke kravet overskride før en høyde på 33 meter.

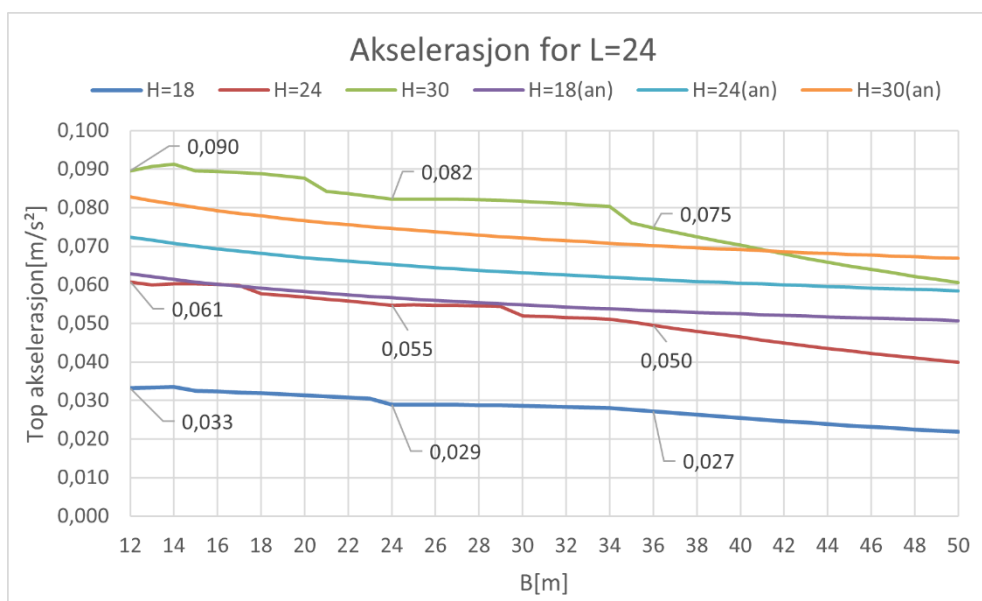
ULS-utnyttelsen på 71 % var fra knekking med linearisert knekkklengde. Estimert knekkklengde for søylene ble

$$L_k \approx 11116,27 \rightarrow L_k = 3,7 \cdot L$$

Tabell 5-2 Dynamisk og statisk respons hentet fra Robot for L24 [8,8,8] med momentstivhet i opplagerne

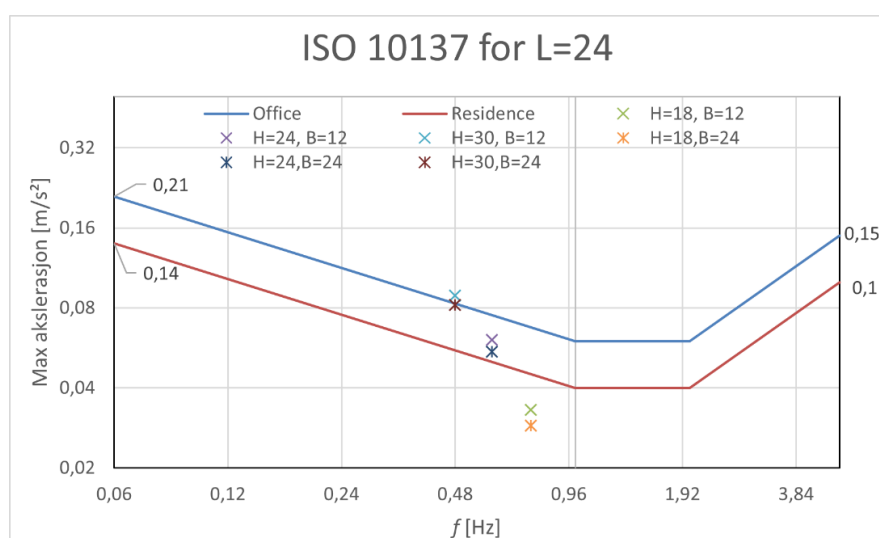
<i>B(m)</i>	<i>L(m)</i>	<i>L_i(m)</i>	<i>H_i(m)</i>	Tverrsnitt		
12	24	8	3	600x400		
<i>H(m)</i>	<i>f(Hz)</i>	<i>u_{max}(mm)</i>	<i>u_{i,max}(mm)</i>	USL (%)	SLS $\left(\frac{u_{max}}{H/500}\right)$	SLS $\left(\frac{u_{i,max}}{H_i/500}\right)$
48,00	0,32	152,42	17,53	71 ULS1(-γ)	1,59	2,92

For akselerasjonen vil bredden til bygget spille inn og i Figur 5-3 er breddens påvirkning på topp akselerasjon vist. Plottet vist utregnet akselerasjon med økende bredde for tre ulike høyder, H=18, H=24 og H=30. Disse verdien er valgt for å få representerte høyder både under og over SLS- grensene fra Tabell 5-1. De utvalgte høydene vil også gi et innblikk i mellomliggende høyder sin respons. Alle grafene har en negativ utvikling med økende bredde noe som ses på som både naturlig og logisk. Hovedgrunnen for utviklingen vil være reduksjon i resonansresponsfaktoren som reduserer standardavviket og dermed akselerasjonen. Akselerasjonen vil ikke utvikle seg gjevt grunnet ulike faktorer som endrer verdier etter geometriske forhold(kraftfaktor). Analytisk uttrykk for akselerasjon er også vist for de ulike høydene. Korrelasjonen mellom utregnet akselerasjon og uttrykket må sies å ikke være optimal, men grafene viser en viss likhet i utviklingen. Spesielt for lave høyder vil resultatene for akselerasjon ha stort sprik og for høyder på 30 meter vil analytiske uttrykket estimerer lavere akselerasjon for bredder opp til 40 meter.



Figur 5-3 Top akselerasjon for L24 [8,8,8] med ulike høyder og varierende bredde.

For å sammenligne med anbefalinger gitt i ISO 10137 er noen av verdiene plottet i Figur 5-4. To verdier for de presenterte høydene er plottet med breddene 12 og 24. For H=18 er akselerasjonen godt innenfor anbefalingene for kontor og bolig selv med 12 meters bredde. En høyde på 24 meter ligger helt på grensa til boliganbefalingene for begge breddene, mens en høyde på 30 vil så vidt ligge innenfor anbefalingene om kontor med en bredde på 24. Med de utvalgte høydene vil det også her være mulig å få et innblikk i oppførselen til nærliggende høyder.



Figur 5-4 ISO 10137 topp akselerasjons anbefalinger for L24 [8,8,8]L24 [8 med ulike høyder og bredder.

5.1.2 L48 [8,8,8,8,8,8]

Neste bygg som er evaluert har samme geometri med unntak av lengden som nå er satt til 48 meter. Tabell 5-3 viser responsen. Verdiene kunne også blitt estimert ut ifra bygget på 24 meter, der forskyvningen er halvparten og frekvensen uendret. Dette vil gi mer

eller mindre samme svar. Med en lengde på 48 meter vil kravene for ISD bli overgått på 33 meters høyde, mens topp forskyvning vil kunne tilfredsstille enda høyere høyder.

Tabell 5-3 Dynamisk og statisk respons hentet fra Robot for L48 [8,8,8,8,8,8]

<i>B(m)</i>	<i>L(m)</i>	<i>L_i(m)</i>	<i>H_i(m)</i>	Tverrsnitt		
12	48	8	3	600x400		
<i>H(m)</i>	<i>f(Hz)</i>	<i>u_{max}(mm)</i>	<i>u_{i,max}(mm)</i>	USL (%)	SLS $\left(\frac{u_{max}}{H/500}\right)$	SLS $\left(\frac{u_{i,max}}{H_i/500}\right)$
12,00	1,09	3,64	1,63	-	0,15	0,24
15,00	0,89	5,62	1,95	-	0,19	0,32
18,00	0,76	8,42	2,60	-	0,23	0,43
21,00	0,66	12,12	3,37	-	0,29	0,56
24,00	0,60	15,83	4,02	-	0,35	0,70
27,00	0,52	21,81	5,06	-	0,40	0,84
30,00	0,47	27,84	5,96	-	0,46	0,99
33,00	0,43	34,70	6,89	-	0,53	1,15
36,00	0,40	42,43	7,87	-	0,59	1,31
39,00	0,37	51,03	8,86	-	0,65	1,48
42,00	0,35	60,53	9,89	-	0,72	1,65
45,00	0,32	70,91	10,93	-	0,79	1,82
48,00	0,30	82,25	12,00	65 ULS3	0,86	2,00

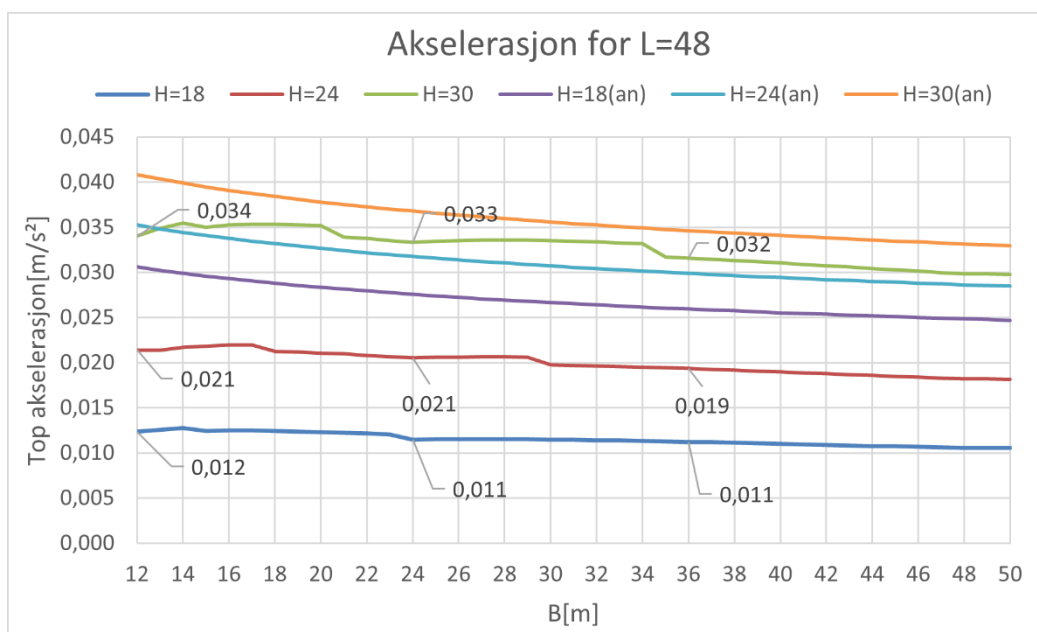
ULS-utnyttelsen på 65% og var igjen fra linearisert knekking. Lastkombinasjonen ble ULS3. Estimert knekklenge ble:

$$L_k \approx 11141,4 \rightarrow L_k = 3,7 \cdot L$$

Tabell 5-4 Dynamisk og statisk respons hentet fra Robot for L48 [8,8,8,8,8,8] med momentstivhet i opplagerne

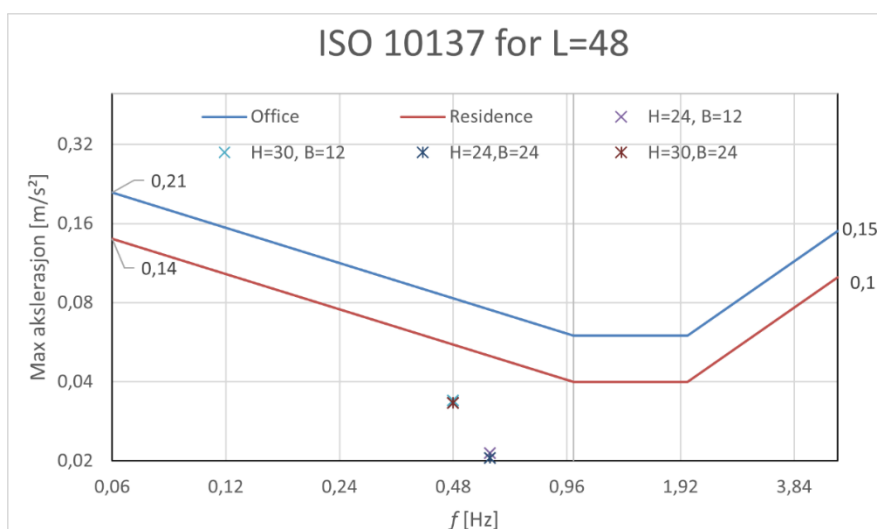
<i>B(m)</i>	<i>L(m)</i>	<i>L_i(m)</i>	<i>H_i(m)</i>	Tverrsnitt		
12	24	8	3	600x400		
<i>H(m)</i>	<i>f(Hz)</i>	<i>u_{max}(mm)</i>	<i>u_{i,max}(mm)</i>	USL (%)	SLS $\left(\frac{u_{max}}{H/500}\right)$	SLS $\left(\frac{u_{i,max}}{H_i/500}\right)$
48,00	0,31	76,95	9,17		0,80	1,53

Akselerasjon med varierende bredde og de samme høydene er vist i Figur 5-5. Spriket mellom de analytiske og egenkalkulerte verdier er også her relativt stort og aller størst for lave høyder. For høyde på 30 meter er det god korrelasjon mellom verdiene.



Figur 5-5 Top akselerasjon for L48 [8,8,8,8,8,8] med ulike høyder og varierende bredde.

Noen utvalgte verdier er plottet opp mot anbefalingene i ISO 10137 i Figur 5-6. Høyder på 18 og 24 meter vil ligge godt under kravene for bolig mens høyde på 30 meter vil ligge midt imellom. Ut ifra Figur 5-5 vil maks akselerasjon ligge på et punkt mellom 14 til 20 meter, noe som ikke er tatt inn i Figur 5-6 og ville heller ikke utgjort stor forskjell i forhold til kravet.



Figur 5-6 ISO 10137 topp akselerasjons anbefalinger for L48 [8,8,8,8,8,8] L24 [8 med ulike høyder og bredder.

En sammenligning med analytiske uttrykk presentert i 3.5.4 er vist i Tabell 5-5. Forholdene mellom resultater fra *Robot* og ved bruk av analytiske uttrykk gir gode overensstemmelser for både egenfrekvens og maksimal horisontal forskyvning. Ved lav høyde vil verdiene fra *Robot* være noe høyere for frekvensen og maksimal horisontal forskyvningen mens med stigende høyde vil uttrykkene gi noe høyere verdier. For ISD er

korrelasjonen dårlig for lave høyder, men viser en tilnærming med økende høyde. Det analytiske uttrykket for ISD vil gi mer kritiske verdier enn kalkulert i Robot. Generelt er forholdene og utviklingen like for begge lengdene noe som er forventet.

Tabell 5-5 Forholdstall mellom resultater fra Robot og analytiske uttrykk for L24 [8,8,8] og L48 [8,8,8,8,8,8]

$H(m)$	L=24			L=48		
	$\frac{f}{f_{an}}$	$\frac{u_{max}}{u_{an}}$	$\frac{u_{i_{max}}}{u_{i_{an}}}$	$\frac{f}{f_{an}}$	$\frac{u_{max}}{u_{an}}$	$\frac{u_{i_{max}}}{u_{i_{an}}}$
12,00	1,07	1,05	0,63	1,13	1,07	0,59
15,00	1,06	1,04	0,68	1,12	1,06	0,64
18,00	1,04	1,03	0,72	1,12	1,05	0,67
21,00	1,03	1,02	0,75	1,10	1,03	0,70
24,00	1,05	1,01	0,77	1,12	1,02	0,72
27,00	1,01	1,00	0,79	1,08	1,02	0,74
30,00	1,02	1,00	0,80	1,07	1,01	0,75
33,00	0,99	0,99	0,81	1,06	1,00	0,76
36,00	0,99	0,99	0,83	1,06	0,99	0,77
39,00	0,98	0,98	0,83	1,05	0,99	0,78
42,00	0,99	0,98	0,84	1,06	0,98	0,78
45,00	0,96	0,97	0,85	1,02	0,98	0,79
48,00	0,95	0,97	0,85	1,01	0,98	0,79

For størst høyde er også analytiske uttrykken med momentstivhet i opplagerne sammenlignet. Forholdene er presentert i Tabell 5-6.

Tabell 5-6 Forholdstall mellom resultater fra Robot og analytiske uttrykk for L24 [8,8,8] og L48 [8,8,8,8,8,8] med momentstivhet i opplagerne

$H(m)$	L=24			L=48		
	$\frac{f}{f_{an}}$	$\frac{u_{max}}{u_{an}}$	$\frac{u_{i_{max}}}{u_{i_{an}}}$	$\frac{f}{f_{an}}$	$\frac{u_{max}}{u_{an}}$	$\frac{u_{i_{max}}}{u_{i_{an}}}$
48,00	0,88	1,03	1,02	0,91	1,04	0,96

5.1.3 L32 [8,4,8,4,8]

Grunnet store overskridelser for IST ved relativt lave høyder for L24 [8,8,8] vil høyder mellom 18-33 bli vurdert.

Responser for modellen er gitt i Tabell 5-7. Også her er kravet for ISD det mest kritiske.

Tabell 5-7 Dynamisk og statisk respons hentet fra Robot for L32 [8,4,8,4,8]

$B(m)$	$L(m)$	$L_i(m)$	$H_i(m)$	Tverrsnitt		
12	32	[8,4,8,4,8]	3	600x400		
$H(m)$	$f(Hz)$	$u_{max}(mm)$	$u_{i_{max}}(mm)$	USL (%)	SLS $\left(\frac{u_{max}}{H/500}\right)$	SLS $\left(\frac{u_{i_{max}}}{H_i/500}\right)$
18,00	0,86	9,81	3,02	-	0,27	0,50
21,00	0,75	14,12	3,92	-	0,34	0,65
24,00	0,66	19,33	4,87	-	0,40	0,81

27,00	0,59	25,48	5,89	-	0,47	0,98
30,00	0,54	32,55	6,93	-	0,54	1,16
33,00	0,49	40,63	8,03	33 ULS2(-y)	0,62	1,34

Utnyttelsesgraden for ULS ble på 33 % med ULS2(-y) som dimensjonerende lastkombinasjon. Estimert knekk lengde ble:

$$L_k \approx 11141,4 \rightarrow L_k = 3,7 \cdot L$$

Tabell 5-8 Dynamisk og statisk respons hentet fra Robot for L32 [8,4,8,4,8] med momentstivhet i opplagerne

<i>B(m)</i>	<i>L(m)</i>	<i>L_i(m)</i>	<i>H_i(m)</i>	Tverrsnitt		
12	24	8	3	600x400		
<i>H(m)</i>	<i>f(Hz)</i>	<i>u_{max}(mm)</i>	<i>u_{i,max}(mm)</i>	USL (%)	SLS ($\frac{u_{max}}{H/500}$)	SLS ($\frac{u_{i,max}}{H_i/500}$)
33,00	0,52	36,80	6,09		0,56	1,02

Ved sammenligning med analytisk uttrykk vil to forskjellige fremgangsmåter benyttes. En vil bruke det faktiske antall spennvidder som er $n_{b,1}=5$ og en vil bruke $n_{b,2} = L/n_{b,1} = 6,4$. Resultatene er vist i Tabell 5-9. Frekvensen estimeres høyere for $n_{b,1}$ og lavere for $n_{b,2}$ men ligger innenfor samme rekkevidde mtp avviket. For horisontal forskyvning i toppen vil $n_{b,1}$ gi gode estimater, mens for ISD vil $n_{b,2}$ estimere best.

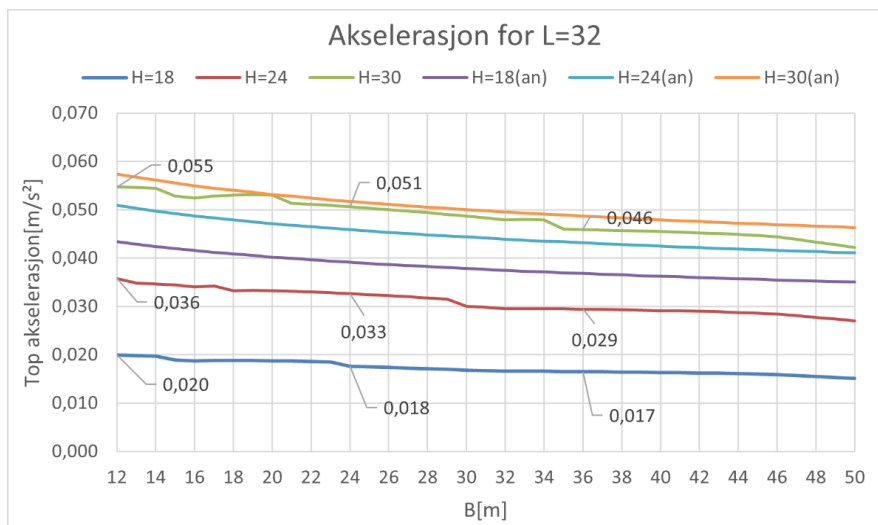
Tabell 5-9 Forholdstall mellom resultater fra Robot og analytiske uttrykk for L32 [8,4,8,4,8]

<i>H(m)</i>	L=32, $n_{b,1} = 5$			L=32, $n_{b,2} = 6,4$		
	$\frac{f}{f_{an}}$	$\frac{u_{max}}{u_{an}}$	$\frac{u_{i,max}}{u_{i,an}}$	$\frac{f}{f_{an}}$	$\frac{u_{max}}{u_{an}}$	$\frac{u_{i,max}}{u_{i,an}}$
18,00	1,08	1,02	0,67	0,96	1,30	0,83
21,00	1,08	1,00	0,70	0,95	1,29	0,86
24,00	1,06	1,00	0,72	0,94	1,27	0,89
27,00	1,05	0,99	0,73	0,93	1,26	0,91
30,00	1,05	0,98	0,75	0,93	1,26	0,92
33,00	1,03	0,98	0,76	0,91	1,25	0,94

Tabell 5-10 Forholdstall mellom resultater fra Robot og analytiske uttrykk for L32 [8,4,8,4,8] med momentstivhet i opplagerne

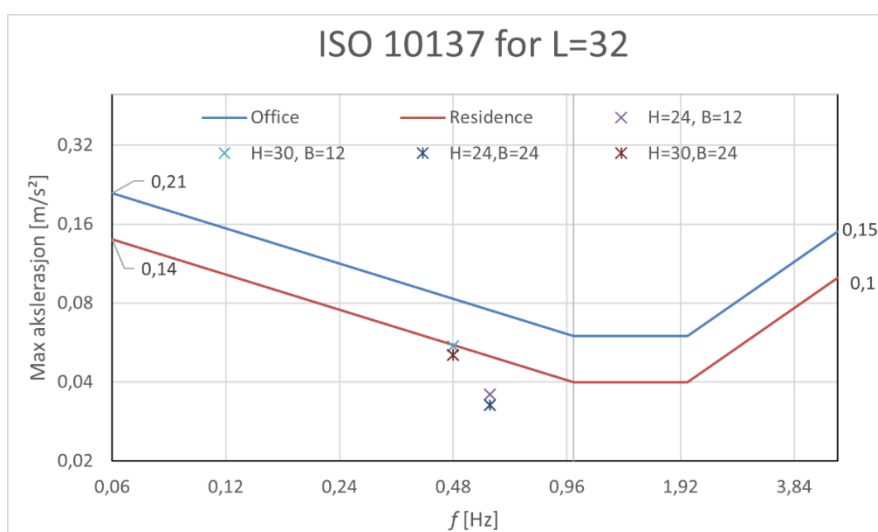
<i>H(m)</i>	L=32, $n_{b,1} = 5$			L=32, $n_{b,2} = 6,4$		
	$\frac{f}{f_{an}}$	$\frac{u_{max}}{u_{an}}$	$\frac{u_{i,max}}{u_{i,an}}$	$\frac{f}{f_{an}}$	$\frac{u_{max}}{u_{an}}$	$\frac{u_{i,max}}{u_{i,an}}$
33,00	0,96	1,01	0,91	0,85	1,29	1,13

Figur 5-7 viser samme sammenligning mellom analytisk og utregnet akselerasjon som tidligere. Analytiske utregningen vil igjen gi høyere verdier for lave høyder, men ligge på et relativt likt nivå når høyden når 30 meter.



Figur 5-7 Top akselerasjon for L32 [8,4,8,4,8] med ulike høyder og varierende bredde..

For høyde på 30 meter vil akselerasjonen ligge på grensen til bolig kravet i ISO 10137 mens for lavere høyder vil kravet være mer innfor.



Figur 5-8 ISO 10137 topp akselerasjons anbefalinger for L32 [8,4,8,4,8] L24 [8 med ulike høyder og bredder.

5.2 WoodSol bygninger

ULS verdier og informasjon som ikke er presentert i de respektive byggenes tabeller er lagt frem i Vedlegg C.

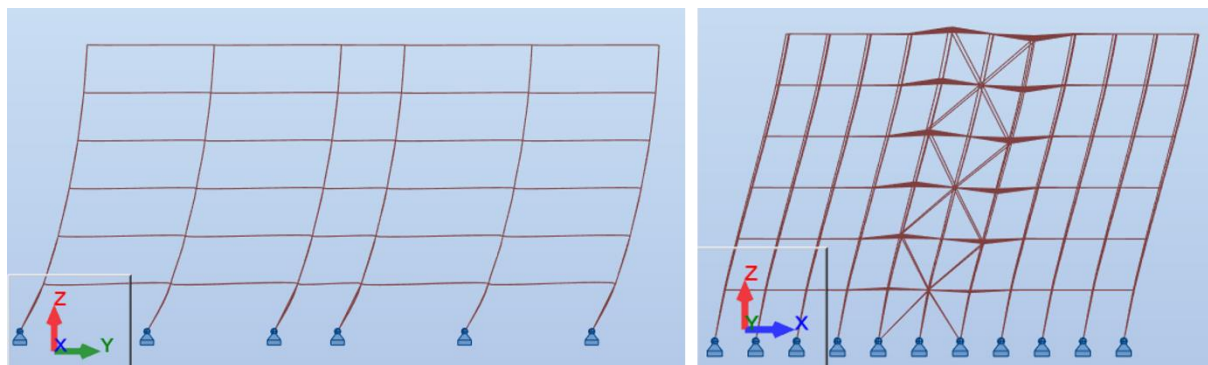
5.2.1 B24L36 [8,8,4,8,8] Kryss

Oversikt over byggets geometri er repetert i Tabell 5-11.

Tabell 5-11 Geometri for B24L36 [8,8,4,8,8] Kryss

$B(m)$	$L(m)$	$L_i(m)$	$H_i(m)$
24	36	[8,8,4,8,8]	3

Første egensvingform for bygget i x og y- retning er vist i Figur 5-9. Formene vil være representative for alle høydene.



Figur 5-9 Venstre: Første egensvingform i y- retning. Høyre: Første egensvingform i x- retning.

Tabell 5-12 presenterer byggets respons for frekvens, akselerasjon og forskyvninger med øvende høyde for x- og y-retning med sine respektive søyle- og diagonaldimensjoner.

Tabell 5-12 Respons for B24L36 [8,8,4,8,8] Kryss

Høyde	Y				X			
	f_y (Hz)	a_y (m/s^2)	u_{max} (mm)	$u_{i,max}$ (mm)	f_x (Hz)	a_x (m/s^2)	u_{max} (mm)	$u_{i,max}$ (mm)
Søylar	600x400		Diagonalar	140x513				
24	0,61	0,031	20,44	5,19	0,85	0,039	16,63	2,43
30	0,51	0,038	32,78	7,09	0,63	0,050	34,68	3,87
36	0,42	0,046	52,44	9,74	0,49	0,065	64,35	6,02
Søylar	400x300		Diagonalar	140x400				
12	0,92	0,021	6,84	3,54	1,63	0,023	3,15	1,22
18	0,66	0,028	14,97	6,04	1,02	0,033	9,64	1,97
24	0,51	0,038	28,66	9,44	0,70	0,047	24,81	3,50

Forskyvningene oppgitt i Tabell 5-12 er i Tabell 5-13 sammenlignet opp mot designkriteriene for SLS. Tabellen gir oversikt over ULS, hvilke element som har høyest utnyttingsgrad og hvilken lastkombinasjon som er dimensjonerende. Med søylar 600x400 og diagonalar 140x513 vil høyeste utnyttelsesgrad være for høyde 36 meter og ligger på 46%. For alle høydene er det stabilitet med kombinert trykk og bøyning ved bruk av linearisert knekking som blir dimensjonerende. Ved høyer 24 og 30 m vil linearisert knekking ligge omtrent 5 % over i utnyttelsesgrad mens for høyde 36 m er utnyttelsesgraden lik for knekking i begge retningene. For SLS kriteriene er ISD mest kritisk og vil på en høyde 30 m være over kriteriet.

Tabell 5-13 Design kriterier for B24L36 [8,8,4,8,8] Kryss

ULS				SLS			
Høyde	Type	Case	Utnyttelse	Y		X	
				$\left(\frac{u_{max}}{H/500}\right)$	$\left(\frac{u_{i,max}}{H_i/500}\right)$	$\left(\frac{u_{max}}{H/500}\right)$	$\left(\frac{u_{i,max}}{H_i/500}\right)$
Søyler	600x400		Diagonal	140x513			
24	Søyle	USL3	0,32	0,43	0,87	0,35	0,40
30	Søyle	USL3	0,39	0,55	1,18	0,58	0,64
36	Søyle	USL2(-y)	0,46	0,73	1,62	0,89	1,00
Søyler	400x300		Diagonaler	140x400			
12	Søyle	ULS3	0,33	0,28	0,59	0,13	0,20
18	Søyle	USL3	0,48	0,25	1,01	0,16	0,33
24	Søyle	USL1(-y)	0,64	0,40	1,57	0,34	0,58

Med søyler i 400x300 og diagonaler 140x400 vil en høyde på 24 medføre en utnyttelsesgrad i ULS på 64%. For alle høyder vil linearisert knekking være kritisk. ISD kriteriet vil være kritisk i y- retning for SLS design og vil ligge mer eller mindre på kriteriet ved en høyde på 18 meter.

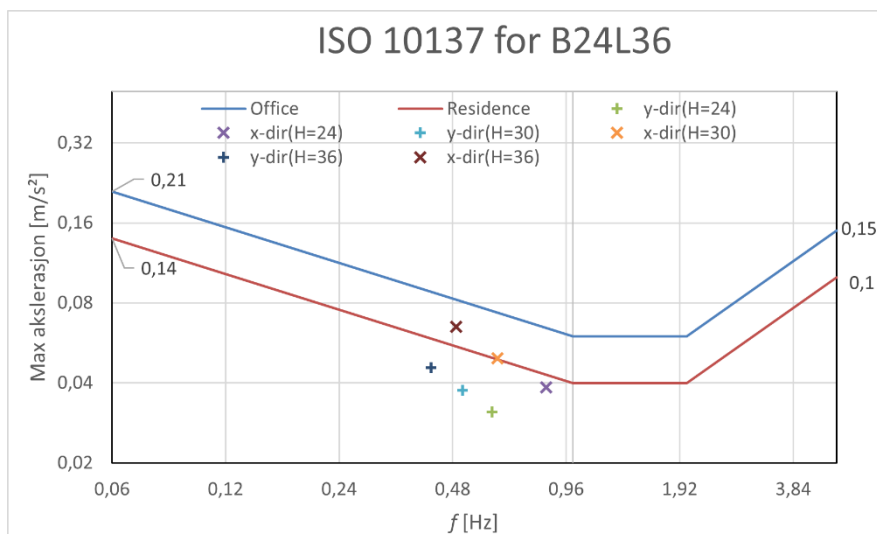
For de to laveste høydene for begge søyle-diagonal kombinasjonene er ULS3 dimensjonerende lastkombinasjon. Dette er kombinasjonen uten vind og dermed $k_{mod} = 0,9$. Grunnen for at dette blir dimensjonerende ligger i at vindkreftene i de andre kombinasjonene blir fordelt på mange søyler grunnet flere plan med avstiving, og med en $k_{mod} = 1,1$ vil utnyttelsesgraden dermed bli lavere. Argumentet om godt fordelt vindlast kan også brukes for høyde 36 m der kombinasjon med nyttelast som dominerende last blir dimensjonerende.

For selve knekklingen er det estimert en gjennomsnittlig lengde basert på høydene. Verdiene er presentert i Tabell 5-14. For økende høyde vil også estimert knekk lengde stige noe i verdi, men ligger innenfor ett relativt lite området.

Tabell 5-14 Estimerte knekk lengder for B24L36 [8,8,4,8,8] Kryss

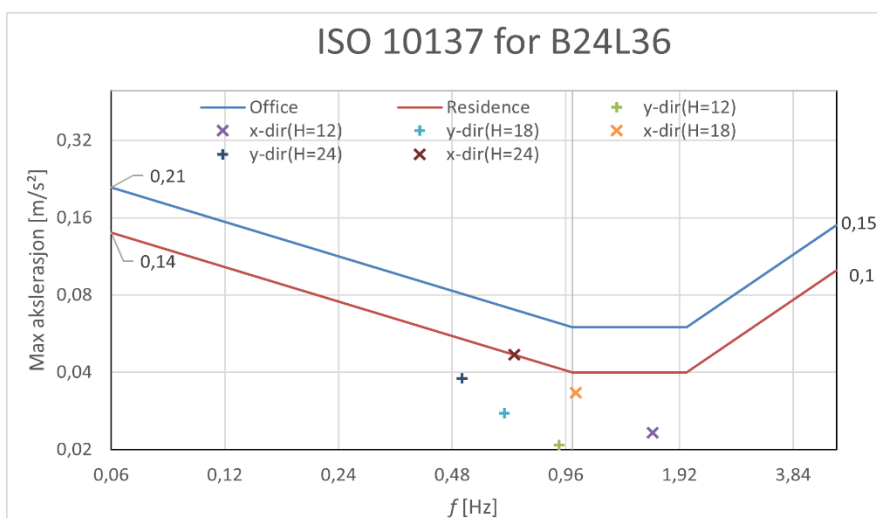
Søyler	600x400	Diagonal	140x513
Høyde	24	30	36
L_k	10328,15	10483,92	10526,51
$L_{k,avg}$	10446,19 $\rightarrow L_k = 3,48 \cdot L$		
Søyler	400x300	Diagonal	140x400
Høyde	12	18	24
L_k	6667,37	6713,01	6758,33
$L_{k,avg}$	6712,91 $\rightarrow L_k = 2,24 \cdot L$		

Topp akselerasjonen for B24L36 [8,8,4,8,8] Kryss med 600x400 og 140x513 er plottet opp mot ISO 10137 i Figur 5-10. Det er tydelig av x- retning vil være dimensjonerende i akselerasjonsdesign for denne utformingen, og for en høyde på 36 m vil akselerasjonen ligge mellom bolig og kontor kriteriet.



Figur 5-10 ISO 10137 topp akselerasjons anbefalinger for B24L36 [8,8,4,8,8] Kryss med 600x400 og 140x513

For 400x300 og 140x400 er topp akselerasjonen plottet i Figur 5-11. Her vil alle akselerasjonene ligge innenfor kriteriene. Utviklingen for ulike høyder i Figur 5-10 og Figur 5-11 samsvarer godt og gi en pekepinn på videre utvikling med byggets høyde.



Figur 5-11 ISO 10137 topp akselerasjons anbefalinger for B24L36 [8,8,4,8,8] Kryss med 400x300 og 140x400

Tabell 5-15 viser forholdet mellom de analytiske uttrykkene og resultatene. Analytisk utregnet frekvens gir gode estimeringer og har på det største ett avvik på 5 % ved en høyde 30 m. For akselerasjon vil lave høyder på begge tverrsnittkombinasjonene gir størst avvik og vil nærme seg ved økende høyde, men vil fortsatt underestimere en god del. For søyler 600x400 vil maksimal forskyvning gi gode estimater, men overestimere for ISD. For søyler 400x300 gis best resultater for ISD og underestimering av maksimal forskyvning.

Tabell 5-15 Forhold mellom analytiske uttrykk og utregnet for B24L36 [8,8,4,8,8] Kryss

Høyde	$f_y/f_{y an}$	$a_y/a_{y an}$	$u_y/u_{y an}$	$u_{i,y}/u_{i,y an}$
-------	----------------	----------------	----------------	----------------------

Søyler	600x400	Diagonal	140x513		
24	1,04	0,72		1,05	0,76
30	1,05	0,78		0,99	0,76
36	1,01	0,85		1,02	0,82
Søyler	400x300	Diagonaler	140x400		
12	1,01	0,62		1,34	0,92
18	1,02	0,68		1,24	0,99
24	1,01	0,79		1,18	1,03

5.2.2 B19L27 [9,9,9] Kryss

Oversikt over byggets geometri er gitt i Tabell 5-16.

Tabell 5-16 Geometri for B19L27 [9,9,9] Kryss

$B(m)$	$L(m)$	$L_i(m)$	$H_i(m)$
19.2	27	[9,9,9]	3

I Tabell 5-17 er responsen i x og y- retning presentert for de ulike tverrsnittkombinasjonene og respektive høyder. Verdiene for forskyvning er også brukt i Tabell 5-17 for å sammenligne med design kriteriene.

Tabell 5-17 Respons for B19L27 [9,9,9] Kryss

Høyde	Y				X			
	f_y (Hz)	a_y (m/s^2)	u_{max} (mm)	$u_{i,max}$ (mm)	f_x (Hz)	a_x (m/s^2)	u_{max} (mm)	$u_{i,max}$ (mm)
Søyler	600x400		Diagonaler	140x513				
24	0,54	0,052	33,86	8,39	0,75	0,065	25,67	4,26
30	0,44	0,066	56,97	11,96	0,56	0,084	52,92	5,85
36	0,37	0,078	86,96	15,82	0,43	0,104	97,33	9,01
Søyler	400x300		Diagonaler	140x400				
12	0,83	0,034	10,92	5,53	1,42	0,037	4,95	2,09
18	0,59	0,048	24,01	9,47	0,90	0,054	14,71	3,28
24	0,46	0,062	46,05	14,84	0,62	0,077	37,52	5,24

Tabell 5-17 gir en oversikt over designkriteriene for ULS og SLS. For begge tverrsnittkombinasjoner er ISD kritisk og er allerede over kriteriet for 600x400 på 24 meters høyde, mens for 400x300 vil kriteriet være overgått mellom 12-18 m. ULS-utnyttelsen vil være innenfor kriteriene for alle høydene. Linearisert knekking vil være dimensjonerende tilfelle for alle bortsett fra høyde 36 m. Her vil kombinasjon med vind i x- retning bli kritisk. Dette kan begrunnes med at det er færre diagonaler i forhold til bredden sammenlignet med B24L36 [8,8,4,8,8] Kryss og derfor større overføringskraft til søylene grunnet vindbelastning.

Tabell 5-18 Design kriterier for B19L27 [9,9,9] Kryss

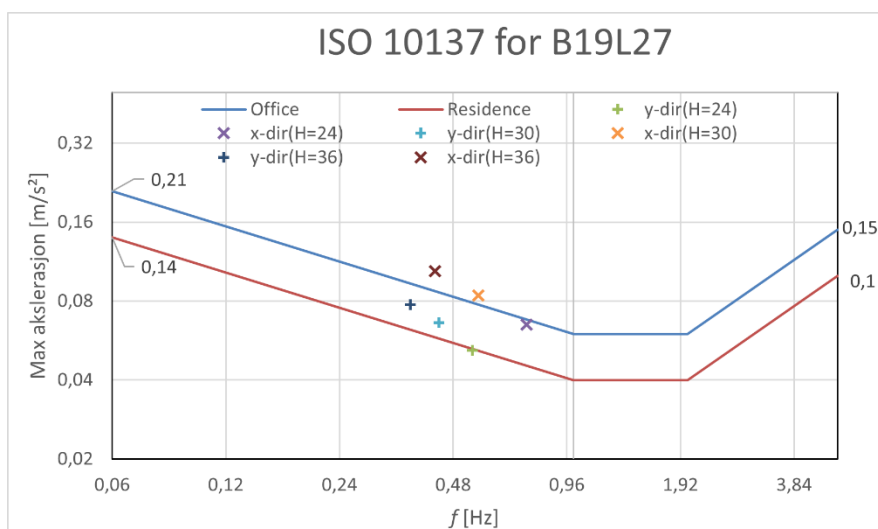
ULS				SLS			
Høyde	Type	Case	Utnyttelse	Y		X	
				$\left(\frac{u_{max}}{H/500}\right)$	$\left(\frac{u_{i,max}}{H_i/500}\right)$	$\left(\frac{u_{max}}{H/500}\right)$	$\left(\frac{u_{i,max}}{H_i/500}\right)$
Søyler	600x400	Diagonal		140x513			
24	Søyle	ULS1(-y)	0,36	0,71	1,40	0,53	0,71
30	Søyle	ULS1(-y)	0,46	0,95	1,99	0,88	0,97
36	Søyle	ULS1(x)	0,62	1,21	2,64	1,35	1,50
Søyler	400x300	Diagonaler		140x400			
12	Søyle	ULS1(y)	0,38	0,45	0,92	0,21	0,35
18	Søyle	ULS1(y)	0,58	0,67	1,58	0,41	0,55
24	Søyle	ULS1(y)	0,81	0,96	2,47	0,78	0,87

Knekk lengden for B19L27 [9,9,9] Kryss for tverrsnitt-kombinasjonene er gitt i Tabell 5-19. I likhet med knekk lengden for B24L36 [8,8,4,8,8] Kryss vil estimert knekk lengde stige med høyden. Det er også et godt samsvaret mellom forholdet L_k/L til de to byggene.

Tabell 5-19 Estimerte knekk lengder for B19L27 [9,9,9] Kryss

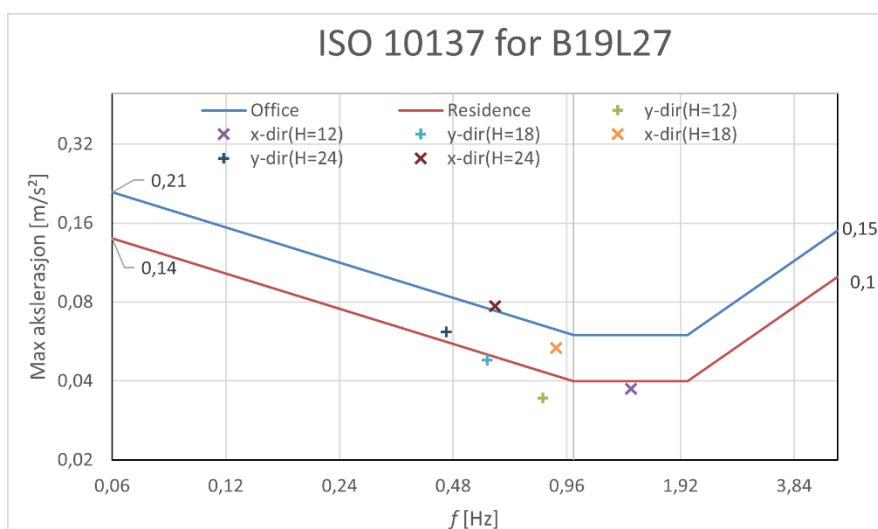
Søyler	600x400	Diagonal	140x513
Høyde	24	30	36
L_k	10911,18	11034,64	11129,89
$L_{k,avg}$	11025,24 $\rightarrow L_k = 3,68 \cdot L$		
Søyler	400x300	Diagonal	140x400
Høyde	12	18	24
L_k	6901,62	6952,67	6985,89
$L_{k,avg}$	6946,728 $\rightarrow L_k = 2,32 \cdot L$		

Figur 5-12 viser topp akselerasjon for 600x400-140x513 med de ulike høydene i x og y-retning. X- retning er kritisk for alle høydene. Med en høyde på 30 og 36 m vil akselerasjonen ikke være innenfor kriteriet for verken bolig eller konto.



Figur 5-12 ISO 10137 topp akselerasjons anbefalinger for B19L27 [9,9,9] Kryss med 600x400 og 140x513

Topp akselerasjon for 400x300-140x400 er plottet i Figur 5-13. En høyde på 12 meter vil tilfredsstille begge kriteriene, mens 18 meter vil ligge mellom og 24 meter vil ligge over. Dimensjonerende retning er også her x- retning.



Figur 5-13 ISO 10137 topp akselerasjons anbefalinger for B19L27 [9,9,9] Kryss med 400x300 og 140x400

Sammenligning med analytiske uttrykk er gitt i Tabell 5-20. For frekvens og maksimal forskyvning for 600x400-140x513 gir de analytiske uttrykkene gode resultater. Akselerasjon fra analytisk uttrykk vil overestimere, men avvike minster med økende høyde. Ved en høyde på 36 m vil akselerasjonen gi et godt estimat. Det kan tenkes at akselerasjonen vil følge samme utvikling etter en høyde på 36 m og dermed underestimere etter denne høyden. ISD vil også overestimere verdien.

Tabell 5-20 Forhold mellom analytiske uttrykk og utregnet for B19L27 [9,9,9] Kryss

Høyde	$f_y/f_{y_{an}}$	$a_y/a_{y_{an}}$	$u_y/u_{y_{an}}$	$u_{i,y}/u_{i,y_{an}}$
Søyler	600x400	Diagonal	140x513	
24	1,01	0,82	1,05	0,80
30	1,00	0,92	1,03	0,84
36	0,98	0,98	1,02	0,86
Søyler	400x300	Diagonaler	140x400	
12	1,00	0,70	1,29	0,93
18	1,00	0,79	1,19	1,01
24	1,00	0,88	1,14	1,05

Med søyler 400x300 fås best resultater på frekvens og ISD. Maksimal forskyvning vil underestimere på lave høyder, men vil ha en tilnærming for økende høyde. Det omvendte kan sies om akselerasjonen.

5.2.3 B24L36 [9,9,9,9] Kryss

Geometrien er oppsummert i Tabell 5-21.

Tabell 5-21 Geometri for B24L36 [9,9,9,9] Kryss

$B(m)$	$L(m)$	$L_i(m)$	$H_i(m)$
24	36	[9,9,9,9]	3

Byggets respons er gitt i Tabell 5-22. Verdiene er sammenlignet med kriteriene i Tabell 5-13.

Tabell 5-22 Respons for B24L36 [9,9,9,9] Kryss

Høyde	Y				X			
	f_y (Hz)	a_y (m/s^2)	u_{max} (mm)	$u_{i,max}$ (mm)	f_x (Hz)	a_x (m/s^2)	u_{max} (mm)	$u_{i,max}$ (mm)
Søyler	600x400	Diagonaler	140x513					
24	0,89	0,021	11,36	2,40	0,69	0,033	23,69	3,84
30	0,71	0,027	20,14	3,35	0,52	0,044	48,76	5,36
36	0,59	0,033	32,29	4,37	0,41	0,059	89,61	8,30
Søyler	400x300	Diagonaler	140x400					
12	1,46	0,012	3,15	1,43	1,28	0,028	4,61	1,93
18	1,02	0,022	7,79	2,34	0,84	0,030	13,58	3,03
24	0,77	0,025	16,26	3,57	0,58	0,040	34,54	4,82

I Tabell 5-23 er designkriterien for ULS og SLS oppsummert. Modellen gir gode resultater på både ULS og SLS og er innenfor kriteriene frem til en høyde på 36 meter. På denne høyden vil kriteriene for maksimal forskyvning og ISD i x- retning overgå.

Tabell 5-23 Design kriterier for B24L36 [9,9,9,9] Kryss

ULS	SLS
-----	-----

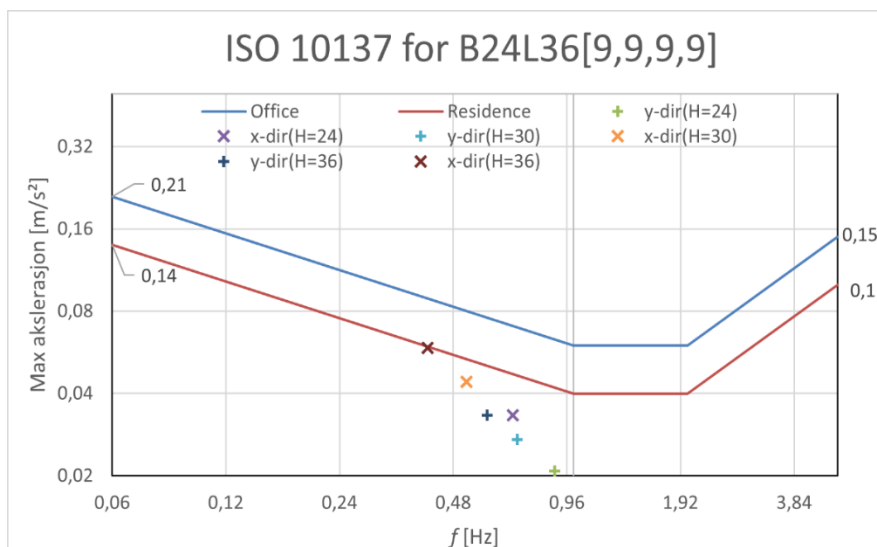
Høyde	Type	Case	Utnyttelse	Y		X	
				$\left(\frac{u_{max}}{H/500}\right)$	$\left(\frac{u_{i,max}}{H_i/500}\right)$	$\left(\frac{u_{max}}{H/500}\right)$	$\left(\frac{u_{i,max}}{H_i/500}\right)$
Søyler	600x400	Diagonal	140x513				
24	Søyle	ULS3	0,31	0,24	0,40	0,49	0,64
30	Søyle	ULS1(x)	0,46	0,34	0,56	0,81	0,89
36	Søyle	ULS1(x)	0,64	0,45	0,73	1,24	1,38
Søyler	Søyle	ULS3	0,33	0,13	0,13	0,24	0,24
12	Søyle	ULS3	0,48	0,22	0,39	0,38	0,51
18	Søyle	ULS3	0,64	0,34	0,60	0,72	0,80
24	Søyle	ULS3	0,33	0,13	0,24	0,19	0,32

Estimert knekk lengde for begge søyle-kombinasjon er gitt i Tabell 5-24. Den gjennomsnittlige knekk lengden vil senkes drastisk i forhold til byggene uten tilleggsavstivning.

Tabell 5-24 Estimerte knekk lengder for B24L36 [9,9,9,9] Kryss

Søyler	600x400	Diagonal	140x513
Høyde	24	30	36
L_k	6602,91	6629,04	6647,67
$L_{k,avg}$	6626,54 $\rightarrow L_k = 2,21 \cdot L$		
Søyler	24	30	36
Høyde	12	18	24
L_k	3961,34	3958,28	3954,19
$L_{k,avg}$	3957,94 $\rightarrow L_k = 1,32 \cdot L$		

Topp akselerasjonen for 600x400 er plottet i Figur 5-14. Her vil alle høyder tilfredsstille ISO 10137 kriteriene. Akselerasjonen for 400x300 vil være lavere enn for 600x400 og plott for dette er derfor ikke tatt med.



Figur 5-14 ISO 10137 topp akselerasjons anbefalinger for B24L36 [9,9,9,9] Kryss med 600x400 og 140x513

Selv om de analytiske uttrykkene ikke er ment for tilleggsavstivning er Tabell 5-25 fortsatt tatt med. Det vises klart at uttrykkene ikke kan brukes med god estimering.

Tabell 5-25 Forhold mellom analytiske uttrykk og utregnet for B24L36 [9,9,9,9] Kryss

Høyde	$f_y/f_{y an}$	$a_y/a_{y an}$	$u_y/u_{y an}$	$u_{i,y}/u_{i,y an}$
Søyler	600x400	Diagonal	140x513	
24	1,71	0,61	0,47	0,29
30	1,65	0,70	0,49	0,30
36	1,60	0,77	0,50	0,30
Søyler	400x300	Diagonaler	140x400	
12	1,75	0,47	0,49	0,31
18	1,73	0,67	0,52	0,32
24	1,67	0,65	0,53	0,32

5.2.4 B24L36 [9,9,9,9] CLT y- retning

Byggets geometri er oppgitt i Tabell 5-26.

Tabell 5-26 Geometri for B24L36 [9,9,9,9] CLT y- retning

B(m)	L(m)	$L_i(m)$	$H_i(m)$
24	36	[9,9,9,9]	3

Respons i begge retninger er oppsummert i Tabell 5-27.

Tabell 5-27 Respons for B24L36 [9,9,9,9] CLT y- retning

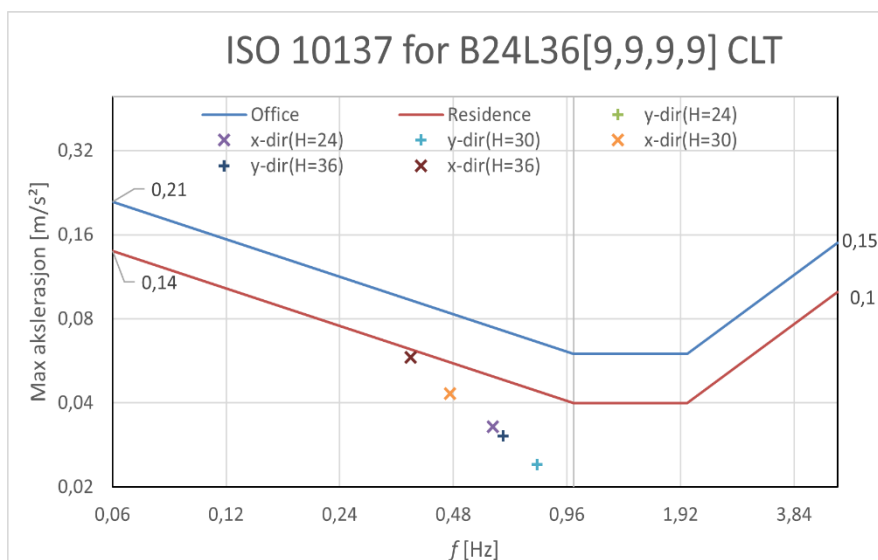
	Y	X
--	---	---

Høyde	f_y (Hz)	a_y (m/s^2)	u_{max} (mm)	$u_{i,max}$ (mm)	f_x (Hz)	a_x (m/s^2)	u_{max} (mm)	$u_{i,max}$ (mm)
Søyler	600x400		Diagonaler	140x513				
24	1,02	0,018	9,33	1,80	0,61	0,033	31,75	6,12
30	0,80	0,024	16,89	2,50	0,47	0,043	62,02	8,33
36	0,65	0,031	28,47	3,67	0,37	0,058	112,21	10,85
Søyler	400x300		Diagonaler	140x400				
12	1,85	0,009	2,19	0,92	1,12	0,018	6,64	3,07
18	1,27	0,014	5,60	1,44	0,75	0,025	17,72	4,72
24	0,94	0,020	12,14	2,18	0,53	0,038	42,13	7,07

Tabell 5-28 presenterer designkriteriene for SLS i begge retninger. For tverrsnitt 600x400 vil en høyde på 24 m ikke kunne tilfredsstillere ISD kriteriene. Samme gjelder tverrsnitt 400x300.

Tabell 5-28 Design kriterier for B24L36 [9,9,9,9] CLT y- retning

SLS				
	Y		X	
Høyde	$\left(\frac{u_{max}}{H/500}\right)$	$\left(\frac{u_{i,max}}{H_i/500}\right)$	$\left(\frac{u_{max}}{H/500}\right)$	$\left(\frac{u_{i,max}}{H_i/500}\right)$
Søyler	600x400		Diagonal	140x513
24	0,19	0,30	0,66	1,02
30	0,28	0,42	1,03	1,39
36	0,40	0,61	1,56	1,81
Søyler	400x300		Diagonaler	140x400
12	0,09	0,15	0,28	0,51
18	0,16	0,24	0,49	0,79
24	0,25	0,36	0,88	1,18



Figur 5-15 ISO 10137 topp akselerasjons anbefalinger for B24L36 [9,9,9,9] CLT y- retning kryss med 600x400 og 140x513

5.2.5 B24L36 [9,9,9,9] CLT x-retning

Byggets geometri er identisk til Tabell 5-26. I Tabell 5-29 er responsen presentert.

Tabell 5-29 Respons for B24L36 [9,9,9,9] CLT x-retning

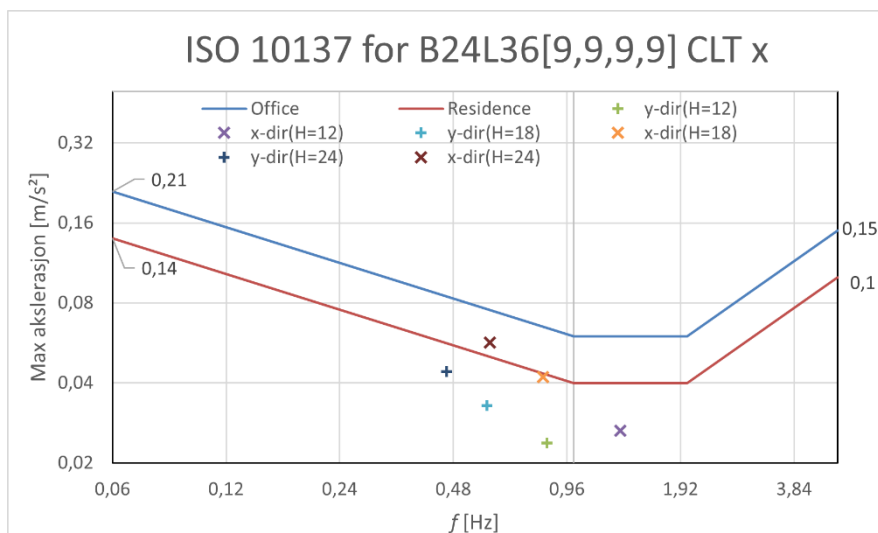
Høyde	Y				X			
	f_y (Hz)	a_y (m/s^2)	u_{max} (mm)	$u_{i,max}$ (mm)	f_x (Hz)	a_x (m/s^2)	u_{max} (mm)	$u_{i,max}$ (mm)
Søyler	600x400		Diagonaler	140x513				
24	0,54	0,036	26,86	6,70	0,65	0,049	27,04	4,87
30	0,44	0,046	45,15	9,55	0,50	0,064	53,58	6,78
36	0,37	0,055	68,85	12,62	0,40	0,081	95,71	8,87
Søyler	400x300		Diagonaler	140x400				
12	0,85	0,024	8,28	4,26	1,33	0,027	4,81	2,04
18	0,59	0,033	19,20	7,62	0,83	0,042	13,54	3,29
24	0,46	0,044	36,78	11,94	0,60	0,057	33,41	5,06

Design kriteriene for SLS er gitt i Tabell 5-30. Her vil ISD i momentstiv retning være kritisk. For x- retning vil tverrsnitt på 400x300 ligge innenfor kriteriene mens 600x400 vil overgå ISD på 30 meter.

Tabell 5-30 Design kriterier for B24L36 [9,9,9,9] CLT x-retning

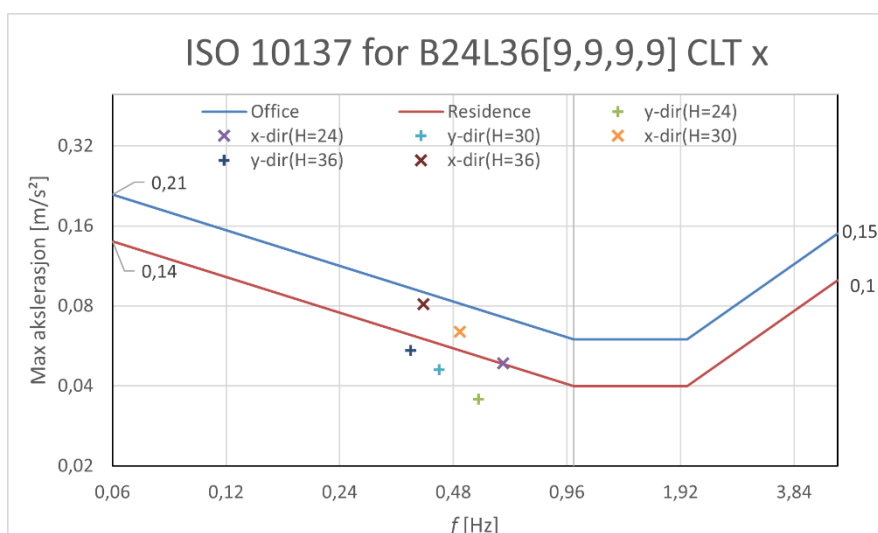
SLS				
Høyde	Y		X	
	$\left(\frac{u_{max}}{H/500}\right)$	$\left(\frac{u_{i,max}}{H_i/500}\right)$	$\left(\frac{u_{max}}{H/500}\right)$	$\left(\frac{u_{i,max}}{H_i/500}\right)$
Søyler	600x400		Diagonal	140x513
24	0,56	1,12	0,56	0,81

30	0,75	1,59	0,89	1,13
36	0,96	2,10	1,33	1,48
Søyler	400x300	Diagonaler	140x400	
12	0,34	0,71	0,20	0,34
18	0,53	1,27	0,38	0,55
24	0,77	1,99	0,70	0,84



Figur 5-16 ISO 10137 topp akselerasjons anbefalinger for B24L36 [9,9,9,9] CLT x-retning med 400x300 og 140x400

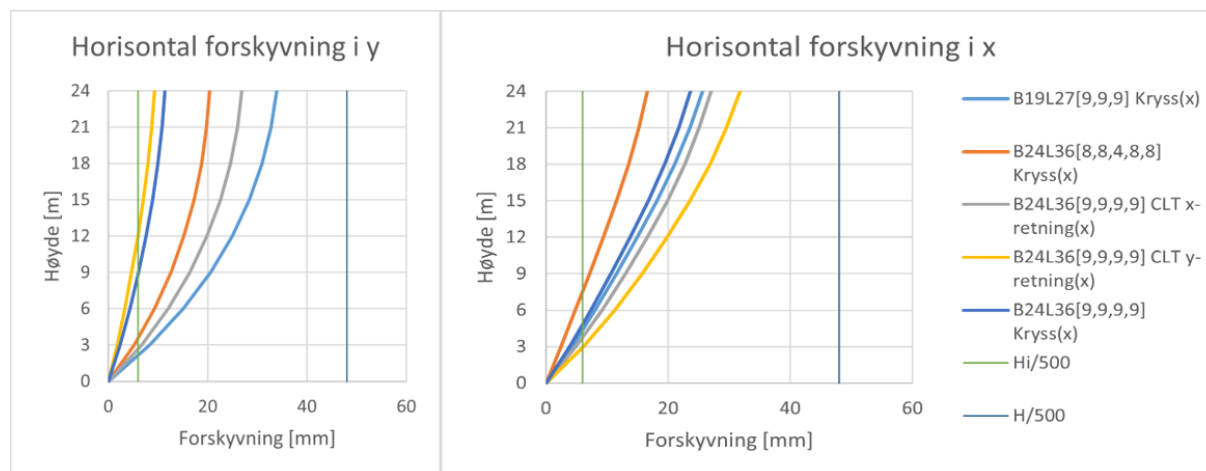
I Figur 5-16 og Figur 5-17 er akselerasjon plottet opp mot frekvens for hhv 600x400 og 400x300 med sine respektive høyder. For de høyeste høydene vil kriteriet for bolig ikke tilfredsstilles.



Figur 5-17 ISO 10137 topp akselerasjons anbefalinger for B24L36 [9,9,9,9] CLT x-retning med 600x400 og 140x513

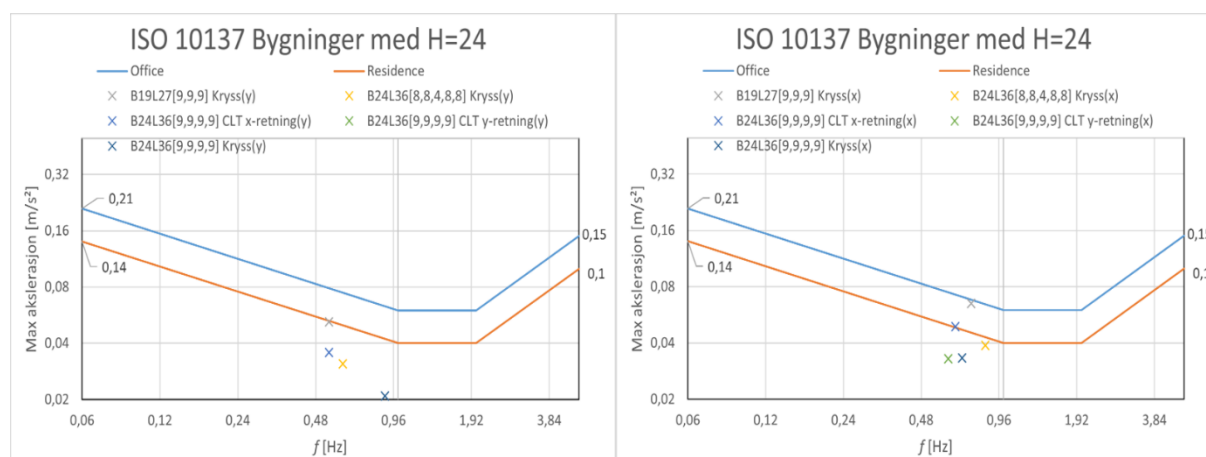
5.3 Oppsummering

En oppsummering av WoodSol bygningene er presentert under. Bygg med 600x400 blir presentert først. Figur 5-18 Horizontal deformasjon i y og x- retning med 600x400 og høyde 24 meter viser hvordan byggenes forskyvning varierer med etasjene i y- og x- retning for en høyde på 24 meter. Designkriteriene for ISD og maksimal forskyvning er også plottet.



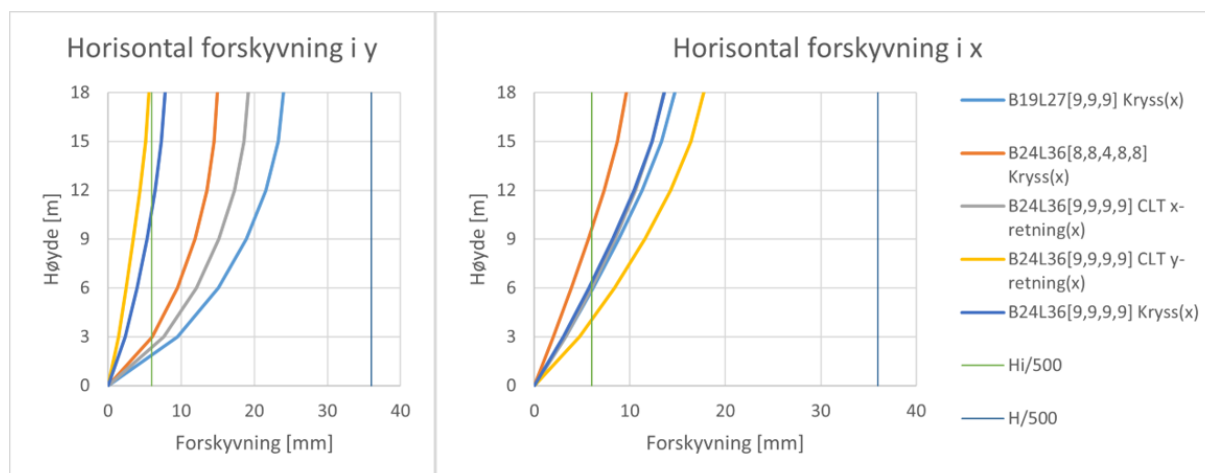
Figur 5-18 Horizontal deformasjon i y og x- retning med 600x400 og høyde 24 meter

Figur 5-19 ISO 10137 kriteriet for bygninger med 600x400 i y- og x- retning viser ISO 10137 design kriteriet for bygningene i hhv y- og x-retning. Verdier som ikke er synlige har havnet utenfor ploteområdet.



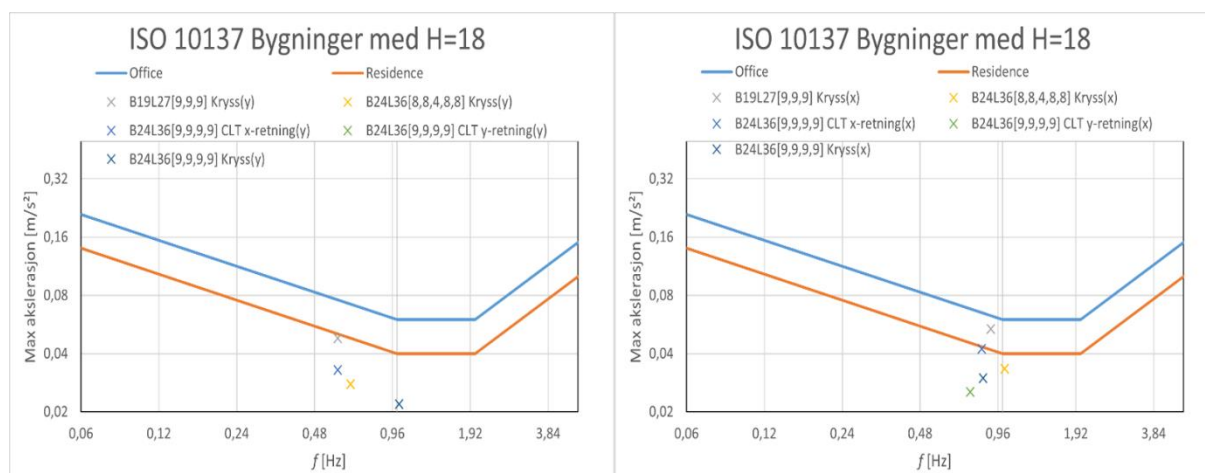
Figur 5-19 ISO 10137 kriteriet for bygninger med 600x400 i y- og x- retning

Verdier for 400x300 med en høyde på 18 m er presentert under. Figur 5-20 Horizontal deformasjon i y og x- retning med 400x300 og høyde 18 viser hvordan byggenes deformasjon varierer med høyden. B24L36 [9,9,9,9] CLT x-retning B24L36 [9,9,9,9] Kryss vil sammenfalle i forskyvning i x- retning.



Figur 5-20 Horizontal deformasjon i y og x- retning med 400x300 og høyde 18

Figur 5-21 ISO 10137 kriteriet for bygninger med 400x300 i y- og x- retning viser ISO 10137 kriteriet for bygninger med 400x300 for y- og x-retning. Også her vil verdier som ikke er synlig havne utenfor plottområdet.



Figur 5-21 ISO 10137 kriteriet for bygninger med 400x300 i y- og x- retning

6 Diskusjon

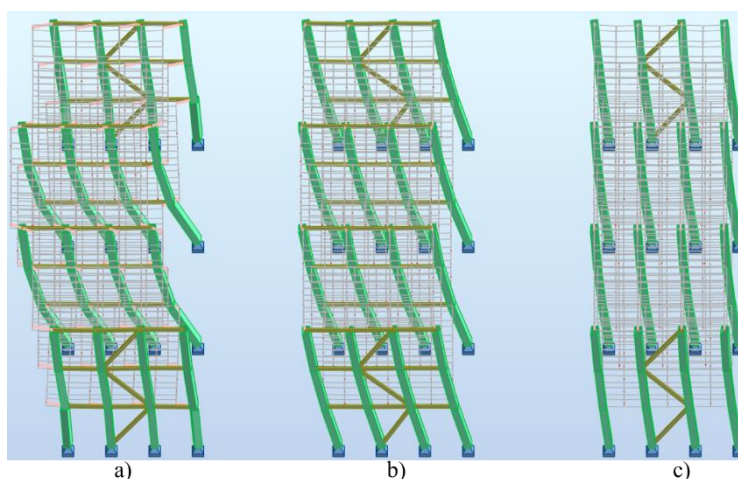
Gjennom oppbygning, analyse og tolking av modellen er det antagelser og resultater som trengs å diskuteres.

6.1 Modelloppbygning

Modelloppbygningen av WoodSol systems i *Robot Structural Analysis* er selve grunnlaget for byggets respons og derav resultatene i oppgaven. Dette er derfor et stort diskusjonspunkt, og viktige antagelser, modellering prinsipper og veien til en representativ modell vil derfor vies litt oppmerksomhet.

6.1.1 Rotasjonsstivhet antagelser

Et av hovedprinsippene ved WoodSol byggesystem er bruken av momentstivhet i overgangen søyle-dekke. Selv om momentstivheten om hovedaksen (y-aksen i Figur 4-3) er godt dokumentert er dette ikke tilfelle for momentstivheten om x- og z-aksen. I modellen er det antatt en rotasjonsstivhet på $k_{\theta_{(x,z)}}/k_{\theta_y} = 0.1$, som vil resultere i $k_{\theta_{(x,z)}} = 750 \text{ kNm/rad}$. Dette forholdet er hovedsakelig inspirert og hentet fra fullskala testingen og FE-modellering gjort i Vilguts [6] *Papir III*. I papiret konkluderes det med et forhold på $k_{\theta_x}/k_{\theta_y} = 0.2 - 0.3$, men kun om x-aksen. Denne konklusjonen sier også at dette rotasjonsstivhetsforholdet burde vurderes der torsjon vil oppstå fra usymmetrisk last, som med andre ord vil si hjørnesøylene. Eksperimentet undersøkte kun momentstivretning og derav ingen resultater angående forholdet $k_{\theta_z}/k_{\theta_y}$. En så kompleks forbindelse vil kunne sies å ha signifikant rotasjonsstivhet om alle tre retningene, men størrelsen på forholdet $k_{\theta_z}/k_{\theta_y}$ vil være vanskelig å si noe spesifikt om. Forholdet på 0,1 ble etter modellutforskning til slutt valgt. Figur 6-1 illustrerer viktigheten av momentstivheten om z-aksen, der horisontal forskyvning er vist for tre ulike rotasjonsstivhetsmodeller.



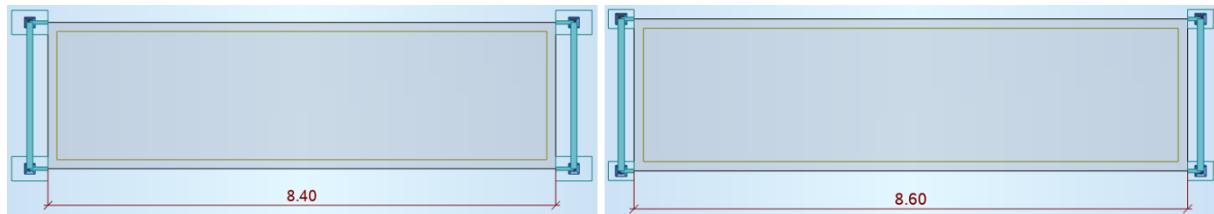
Figur 6-1 a) Rotasjonsstivhet om $z = 0$ b) Rotasjonsstivhet om $z = 750 \text{ kNm/rad}$ c) Fast innspent om z

I modell a) er momentstivheten lik 0 som tilsvarer ett ledd og forskyvningsformen vil få store lokale forskyvninger og mer eller mindre kun holdes igjen av aksialstivheten i de fiktive koblingene. Dette gir en dårlig representasjon for systemet. Modell b) har samme egenskaper som brukt i oppgaven. Her vil deformasjonene i etasjen ligne mer en felles forskyvning, noe som er ønskelig. c) representere fast innspent uten horisontale bjelker.

Dette systemet vil være alt for stiv og ikke representativ. For å oppnå en representativ WoodSol modell ble det derfor avgjørende å benytte forholdet på $k_{\theta_z}/k_{\theta_y} = 0,1$.

6.1.2 WoodSol geometri

Bruken av det parametriske skriptet til å generere WoodSol bygninger vil ha innvirkning på byggets lasttilfelle og etasjenes masse. To bygninger med identiske global geometri (bredde, lengde) men forskjellige søyletverrsnitt vil genereres med forskjeller i dekkelengde som illustrert i Figur 6-4 Venstre: Modellgeometri for søyler 600x400. Høyre: Modellgeometri for søyler 400x300. Årsaken er enkelt og greit at dekkementene



Figur 6-4 Venstre: Modellgeometri for søyler 600x400. Høyre: Modellgeometri for søyler 400x300

er modellert fra søyletverrsnitt-vegg til søyletverrsnitt-vegg og ikke til senter av søyletverrsnittet. Siden vertikale laster er påført på dekkene vil arealet lasten virker på forandres og dermed den total kraft samt den kvasi-permanente massen. Denne måte å gjøre det på vil være mest realistisk mtp virkelig utføring, men kunne også blitt løst ved å holde spennvidden konstant som ville medført øke lengde på bygget. Selv om dekkene endres med 20 cm vil dette medføre små forskjeller i både masse og kraft. Økt søyletverrsnitt vil gjøre opp for mindre dekkelengde mtp vekt mens økt dekkelengde vil resultere i høyere maksimal aksialkraft. Forholdene ligger som et eksempel på hhv

$m_{400x300}/m_{600x400} = 0,99$ og $N_{400x300}/N_{600x400} = 1,02$ for B24L36 [9,9,9,9] Kryss. Målet for forholdet er ikke å ligge på 1,0 men å påpeke at masseforholdet går ned mens aksialkraftforholdet går opp ved minsket tverrsnitt. Dette er med andre ord ikke en stor påvirkning og sammenligningen mellom tverrsnittkombinasjonene vil fortsatt være aktuell. Økt bøyestivhet i overgangen medført av mindre lengde vil også være neglisjerbart.

Selve utformingen av WoodSol bygninger vil avhenge av hvert enkelt prosjekt. Allikevel vil det være gunstig å utnytte systemet på best mulig måte med tanke WoodSol målsettinger presentert i 2.1. Med målsettingen i bakhode vil relevansen til noen av bygningen synke. Deriblant byggene med reduserte spennvidder. Dette vil medføre mindre effektiv montering og økt pris. Prisen økes både fra selve monteringsarbeidet og bruken av flere søyler og forbindelser. Dette vil likevel ha en positiv innvirkning på global stabilitet i momentstiv retning og ved bruk i for eksempel korridorer vil det ikke påvirke den åpne arkitekturen.

6.1.3 Modellrefleksjon

For å oppnå en representativ strukturell modell av byggesystemet ble det langt inn mye tid og prosessen tok en god del lenger tid enn forventet og håpet. Gjennom prosessen ble det testet en del mulige løsninger, deriblant bruk av bare bjelker, kombinert dekke med sidebjelker og modellere dekke som et boks med bjelker repetert inni boksen. Dekket ble til slutt forenklet til ortogonal plate med ekvivalente stivheter. Representasjonen av selve forbindelsen var også et stort problem

Den endelige representasjonen av *WoodSol* systemet ses på som en god nok representasjon, men det er vanskelig å argumentere for at dette er den optimale modelloppbygningen av *WoodSol* i *Robot Structural Analysis*.

6.2 Design

6.2.1 SLS

I bruksgrensetilstand ble horisontal forskyvning samt akselerasjon utforsket. Det er ganske innlysende i resultater at begge disse kriteriene vil styre designet av *WoodSol*-bygninger. ISD vil i alle tilfeller uten tilleggsavstivning i den momentstive retningen være kritisk.

For tverrsnitt 600x400 vil høyder på 20-30 meter medfører at ISD kriteriet bli kritisk i denne retningen. Den presise høyden vil i hovedsak variere avhengig av lengden på bygget og dekkene, antall spennvidder og søyletverrsnitt. For eksempel vil L24 [8,8,8] og L48 [8,8,8,8,8,8] overgå kriteriet på hhv 21 og 30 meter som tilsvarer 7 og 10 etasjer. Maksimal forskyvning i toppen vil først etter pluss på 4+ etasjer etter ISD er blitt kritisk, nærme seg kriteriet og er derfor ikke kritisk i noen av tilfellene.

For tverrsnitt 400x300 vil høyder varierende mellom 12-18 meter overgå kriteriet for ISD. Samme parametere som nevnt for 600x400 vil ha innvirkning her.

Ved bruk av semi-rigid opplagere vises god forbedring av SLS- kriteriene.

I x- retning ble det brukt diagonaler og CLT elementer som avstivning. Selv byggene med færrest avstivningsplan vil være mindre kritisk enn y- retning uten tilleggsavstivning. Ut ifra Figur 5-18 Horisontal deformasjon i y og x- retning med 600x400 og høyde 24 meter og Figur 5-20 Horisontal deformasjon i y og x- retning med 400x300 og høyde 18 gir en god visualisering av dette for høyder 24 og 18 meter. Med økende høyde vil grafene bare skaleres.

Byggene med tilleggsavstivning viser god effekt for ISD og maksimal forskyvning i momentstiv retning, både for diagonaler og CLT. Bygningene der tilleggsavstivning er tatt med på klarer å oppfylle kriteriene for ISD opptil 36 og 24 meter med hhv tverrsnittkombinasjoner 600x400 og 400x300. Selv om tilleggsavstivningen viser gode resultater, vil der her oppstå vanskeligheter rundt selve utføringen. For å få plass til diagonaler eller CLT elementer i momentstiv retning vil det være nødvendig med enten større åpning mellom dekkelementene, noe som kan være vanskelig i praksis, eller fjerne noen dekker til for eksempel heissjakt. I B24L36 [9,9,9,9] Kryss er det brukt diagonaler i den tiltenkte heissjakten og koblet i hver etasje i samme høyde som dekkene. Her vil det mest sannsynlig dukke opp plassproblemer i knutepunktet mellom søyle-dekke-diagonal. Den momentstive forbindelsen vil allerede ta opp mye plass i søyletverrsnittet. En mulighet er å heve eller senke diagonalforbindelsen slik at den ikke kommer inn i søylen over selve etasjeskille. Dette vil gjelde for diagonaler i både x- og y-retning.

Kriteriet for maksimal forskyvning og ISD ble satt til hhv $H/500$ og $H_i/500$. Kriteriene er ikke spesifikke krav som må tilfredsstilles fra standard eller lignende, men hentet fra grenseverdier gitt i NS-EN 1995. Hadde en grenseverdi på $H/300$ og $H_i/300$ vært brukt ville bygg med flere etasjer vært innenfor. Antall etasjer for y- retning uten tilleggsavstivning ligger rundt 3-4.

I oppgaven har etasjehøyden blitt holdt til 3 meter. I tilfeller der høyden ikke kan begrenset til en såpass lav høyde vil ISO kriteriene bli vanskeligere å tilfredsstillende og vil være nødvendig med tilleggsavstiving i momentstiv retning.

6.2.1.1 Akselerasjon

For flere av bygningen vil kriteriene i ISO 10137 overgå for både bolig og kontor overgå. De breieste, lengste og laveste byggene vurdert vil åpenbart være minst kritisk. De laveste høydene og med begge tverrsnitts kombinasjonene vil ligge på et godkjent frekvens/akselerasjons nivå med unntak av B19L27 [9,9,9] Kryss. Ved å se på L24 [8,8,8] vil ikke en høyde på 24 meter ligge innenfor, mens L48 [8,8,8,8,8,8] vil tilfredsstillende en høyde på 30 med god margin. Dette illustrerer en stor påvirkning fra lengden på akselerasjonen. Bredden vil også ha en viss påvirkning men ikke i samme skala.

Påvirkningen på akselerasjon for økende høyde er illustrerte en rekke ganger og har en utvikling skrått opp mot venstre i ISO 10137 plottene. Denne tendensen skyldes mindre stive bygg ved økende høyde som resulterer i lavere frekvens og at topp akselerasjon vil øke basert på at det ekvivalent masse m_e som blir fordelt over en større høyde samt økende størrelse på egenvektoren. Egenvektoren $\phi_{1,x}$ vil øke jo nærmere det betrakte punkt er toppen i forhold til den totale høyden. Med andre ord så vil den øke med høyden.

Det ville også vært mulig å estimere første egenfrekvens, egenmodusform og NS-EN 1991-1-4 Annex F. Egenmodusformen vil påvirke akselerasjonen på flere måter. Den dimensjonsløse faktoren K_x vil endres samt størrelsen på egenvektoren. Denne metoden avhenger kun av høyden og har blitt undersøkt i Vilguts [6] *Papir I*. Der konkluderes det med at verken frekvens eller egenmodus gir nøyaktig resultat til å kunne representere oppførselen til systemet. Derfor vil det være mer nøyaktig og nødvendig å hente ut egenfrekvenser og egenmoduser fra *Robot* eller annet analyseprogram.

Alt i alt er akselerasjonsberegningene en estimering som kan beregnes på en rekke forskjellige metoder. Forskjellige metoder vil gi ulike estimeringer og består av lange beregning med mange koeffisienter og faktorer som spiller inn. Som et eksempel vil en liten endring i den noe usikre antagelsen om byggets demping ξ , føre til store utslag for akselerasjonsestimatet.

6.2.2 ULS

Gjennom alle byggene vurdert vil ikke bruddgrensetilstanden være kritisk. Den høyeste utnyttelsen landet på 0,71 der bygget var 48 meter høyt. Der byggene ikke er tilleggsavstivet vil linearisert knekking være kritisk i alle tilfeller. Den lineariserte knekking utnyttelsen ligger omkring 5-10 % over vanlig kombinert aksialt trykk og bøyning. Kombinert aksial trykk og bøyning ble i alle tilfeller kritisk. Verdier er vist i Vedlegg C.

De estimerte knekkklengdene for bygg uten tilleggsavstivning varierer mellom $L_k = 3,4 - 3,7$ for 600x400 og $L_k = 2,2 - 2,3$ for 400x300. For bygg med tilleggsavstivning vil estimert knekkklengde synke betraktelig.

Dimensjonerende lastkombinasjon og innvirkningen av k_{mod} er sjekket for byggene. Hvilken lastkombinasjon som blir dimensjonerende varierer men det er mulig å tyde et mønster i resultatene. Lave høyder medfører også lavt vindtrykk. Denne kombinasjonen fører ofte til en lastkombinasjon uten vind der $k_{mod} = 0,9$ som dimensjonerende med noen

unntak. Der lengden til bygget er relativ kort vil kombinasjon med vind bli dimensjonerende selv for lave høyden, sett i B19L27 [9,9,9] Kryss. Motsatt effekt kan ses i lange bygg der lastkombinasjon uten vind blir dimensjonerende selv for svært høye bygg, sett i L48 [8,8,8,8,8,8]. Hovedgrunnen vil være forskjellen i fordelingen av vindkreftene til søylene. Mange søyler resulterer i bedre fordeling og omvendt. I det høyere sjiktet av vurderte høyder har dimensjonerende kombinasjon en tendens til å bytte over til vind i x- retning.

ULS vil i det store bildet ha lite å si for begrensningene til *WoodSol*, men tendensene som styrer dimensjonerende lastkombinasjon kan være greit å være klar over.

6.2.3 Analytiske regresjonsuttrykk

Sammenligningen mellom resultatene og de analytiske regresjonsuttrykkene ble undersøkt for ISD, maksimal forskyvning, frekvens og akselerasjon. Uttrykkene er ikke brukbare for bygg med tilleggsavstivning. Det vises svært gode overensstemmelser for uthentet frekvens i *Robot* og analytisk uttrykk uavhengig av tverrsnitt, men vil avvike mer ved bruk av semi-rigid opplager. Maksimal forskyvning for tverrsnitts 600x400 viser også god overensstemmelse, mens maksimal forskyvning vil få et større sprik for tverrsnitt 400x300. Spriket vil synke med økende høyde. For ISD vil tverrsnitt 400x300 gi best overensstemmelse, mens for 600x400 vil det estimeres høyere verdi av uttrykket. Denne trenden er en gjenganger i alle byggene.

For estimeringen av akselerasjonen vil uttrykkene gir høyere og mer kritiske verdier. For økende høyder viser verdiene en tendens til å sammenfalle mer.

Ved bruk av semi-rigid vil forholdene endres noe. Her vil både maksimal og ISD gi gode overensstemmelser, men frekvens vil avvike.

Å fastslå spesifikke årsaker for variasjon i forholdene mellom analytiske estimeringen og resultatene er vanskelig. Først og fremst er uttrykkene basert på et stort antall tester med en rekke ulike parametere. Resultatene er så brukt til å lage forenklede uttrykk ved bruk av ikke-lineær regresjon. Dette medfører at forholdet svært sjeldent vil sammenfalle 100%, men er ment for å gi en estimering i størrelsesorden og mulighetene *WoodSol* systemet har i momentstiv retning. Basert på resultatene vil uttrykkene kunne estimere byggets respons med en grei margin. Der forholdet avviker vil det oftest overvurdere verdien på de kritiske faktorene i designet som ISD og akselerasjon. Dette vil være fordelaktig ved videre design av systemet.

8 Konklusjon

Gjennom oppgaven er bygghbarheten og anvendelsen av *WoodSol* byggesystem utforsket i bruks- og bruddgrensetilstand. Variasjon i geometriske parametere som bredde, lengde og høyde har blitt fokusert på, men det er også undersøkt opplagerbetingelser, tverrsnittstørrelser og avstivningsform. Resultatene er vurdert opp mot grensetilstandenes krav og kriterier samt tidligere utviklet analytiske regresjonsuttrykk.

Resultatene viser klart at bruksgrensetilstanden vil styre designet av systemet, med relativ-etasje-forskyvning (ISD) og akselerasjon som ledene kriterier. Parametere som har stor innvirkning på disse kriteriene er byggets lengde (momentstiv retning), høyde og avstivningsform. Selv med relativt store søyletverrsnitt (600x400) og bygg-lengder opp mot 48 meter vil høyder over 30 meter, tilsvarer 10 etasjer, ha vanskeligheter for å tilfredsstillende ISD og akselerasjon. For kortere bygg vil tilsvarer lenger og høyder være 24 og 18-21 meter (6-7 etasjer). Mindre søyletverrsnitt (400x300) medfører betydelig reduksjon i etasjer, der lange bygg kan strekke som mot 15-18 meter (5-6 etasjer) og kortere bygg mot 12 meter (4 etasjer). Basert på dette vil generelle konservative anbefalinger være å benytte et H/L - forhold nærmere 1 og minst tre spennvidder med lange spenn.

Avstivning i momentstiv retning reduserer ISD betydelig og i disse byggene vil akselerasjon overta som bestemmende kriteriet. Selv om avstivning i momentstiv retning viser gode resultater, oppstår flere problemstillinger rundt praktisk utførelse av forbindelser og plassproblemer i søyletverrsnittet. Avstivning i vinkelrett retning ved bruk av kryss-diagonaler og CLT-elementer viser også til gode resultater. Selv med lange bygg og få avstivningsplan vil kriteriene i denne retningen først overstiges etter momentstiv retning.

Bruddgrensetilstanden vil ha en maksimal utnyttelsesgrad på 71 % ved en høyde på 48 meter. Ved høyder i dette området vil bruksgrense være overgått, og bruddgrense vil derav aldri styre designet av systemet. Kritisk bruddgrensetilstand ble kombinert bøyning og knekking ved bruk av linearisert knekking der tilleggsavstivning ikke er benyttet.

Vurdering av resultatene opp mot analytisk regresjonsuttrykk ga totalt sett en god overensstemmelse. Mest avvik var det for akselerasjon og ISD, særlig for stort tverrsnitt. Ved mindre tverrsnitt ga ISD et bedre forhold. Estimeringen fra uttrykkene vil oftest overestimere i forhold til resultatene, noe som er fordelaktig ved videre design av systemet. Selv om det totalt var en god overensstemmelse vil ikke uttrykkene alene ses på som tilstrekkelig for design av *WoodSol* systemet, men fungere fint til sitt formål som en indikasjon/pekepinn.

Videre arbeid

Oppgaven har tatt for seg en del parametere, men vil ha behov for videre utforskning. Noen forslag til videre arbeid er oppsummert.

Der det er ønsket større åpne arealer vil det være nytting å se på effekten av å fjerne enkelte søyler. I slike tilfeller vil bruddgrensetilstand muligens bli mer aktuelt og justering av bæresystemet for påvirkede dekker må til.

For å utforske byggbareheten er det nødvendig med utarbeidet detaljerte løsninger for knutepunktene. Problemene som oppstår når flere diagonaler møtes i et allerede relativt oppbrukt søyleverrsnitt kan være vanskelig å utføre i praksis. Problemet vil være verst der avstivning i rammeretning er benyttet med vil også oppstå ved kun avstivning i vinkelrett retning.

Å benytte seg av momentstive forbindsler i stål til global avstiving kan bli et stort designproblem for brann, spesielt hvis forbindelsene er eksponert. Her vil det være behov for detaljert branndimensjonering og gode løsninger som ivaretar forbindelsenes kapasitet og holdbarhet.

Referanser

- [1] L. Pérez-Lombard, J. Ortiz, and C. Pout, "A review on buildings energy consumption information," *Energy and Buildings*, vol. 40, no. 3, pp. 394-398, 2008/01/01/ 2008, doi: <https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2007.03.007>.
- [2] W. Espeland, "Horisontal stabilitet av høyhus i tre ved bruk av momentstive rammer," 2018.
- [3] Sintef and NTNU. "Woodsol." <http://www.woodsol.no/reservations> (accessed Januar 10, 2021).
- [4] H. Stamatopoulos and K. Malo, "Wood frame solutions for free space design in urban buildings (WOODSOL)," 2018.
- [5] A. Vilguts, K. Malo, and H. Stamatopoulos, "Moment resisting frames and connections using threaded rods in beam-to-column timber joints," 2018.
- [6] A. Vilguts, "Moment-resisting timber frames with semi-rigid connections," Philosophiae Doctor, Structural Engineering, NTNU-Trondheim, 2021.
- [7] A. Vilguts, H. Stamatopoulos, and K. A. Malo, "Experimental testing of moment-resisting beam-to-column timber connections using inclined screwed-in threaded rods and steel coupling part," 2021.
- [8] K. Malo and H. Stamatopoulos, "Connections with threaded rods in moment resisting frames," 2016.
- [9] T. Kristoffersen and H. Bjørge, "Konseptstudie av trebaserte komposittdykker med mulighet for innspenning til limtresøyler," Master, NTNU, 2017.
- [10] S. Conta and A. Homb, "Sound radiation of hollow box timber floors under impact excitation: An experimental parameter study," *Applied Acoustics*, vol. 161, p. 107190, 2020/04/01/ 2020, doi: <https://doi.org/10.1016/j.apacoust.2019.107190>.
- [11] R. Abrahamsen, "Mjøstårnet - Construction of an 81 m tall timber building," presented at the Internationales Holzbau-Forum IHF, Garmisch, December, 2017.
- [12] K. A. Malo, R. B. Abrahamsen, and M. A. Bjertnæs, "Some structural design issues of the 14-storey timber framed building "Treet" in Norway," *European Journal of Wood and Wood Products*, vol. 74, no. 3, pp. 407-424, 2016/05/01 2016, doi: 10.1007/s00107-016-1022-5.
- [13] R. Abrahamsen, "Mjøstårnet - 18 storey timber building completed," presented at the Internationales Holzbau-Forum IHF, Garmisch, December, 2018.
- [14] Autodesk, "The Dynamo Primer."
- [15] E. Weyermann, "Optimizing Structural Analysis with Dynamo," *Autodesk Univerity 2015*, 2015.
- [16] *NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016*, CEN, standard.no, 2016.
- [17] *NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019*, CEN, standard.no, 2019.
- [18] *NS-EN 14080:2013+NA:2016*, CEN, 2016.
- [19] *NS-EN 1991-1-3:2003+A1:2015+NA:2018*, CEN, 2018.
- [20] *NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009*, CEN, standard.no, 2009.
- [21] *ISO 10137:2007*, ISO, Switzerland, 2007.
- [22] A. K. Chopra, *Dynamics of structures : theory and applications to earthquake engineering*, 3rd ed. ed. (Prentice-Hall international series in civil engineering and engineering mechanics). Upper Saddle River, N.J: Pearson Prentice Hall, 2007.
- [23] J. D. Holmes, *Wind Loading of Structures*. London: London: CRC Press, 2015.
- [24] A. Vilguts, H. Stamatopoulos, and K. A. Malo, "Parametric analyses and feasibility study of moment-resisting timber frames under service load," *Engineering Structures*, vol. 228, p. 111583, 2021/02/01/ 2021, doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111583>.
- [25] KLH. "klhdesigner.at." <https://www.klhdesigner.at/> (accessed.

Vedlegg

- A. Dynamo fremgangsmåte
- B. WoodSol dekke Robot
- C. ULS beregninger
- D. Akselerasjon og vindtrykk

A. Dynamo fremgangsmåte

For å illustrere fremgangsmetoden i Dynamo vil det sammen med forklarende tekst bli presentert punktvis bilder av scriptet og hva det produserer. I Dynamo vil rød, grønn og blå-retning representere hhv x, y, og z-retning.

Den generelle fremgangsmetoden ved bruk parametrisert design i strukturell analyse kan deles inn i to:

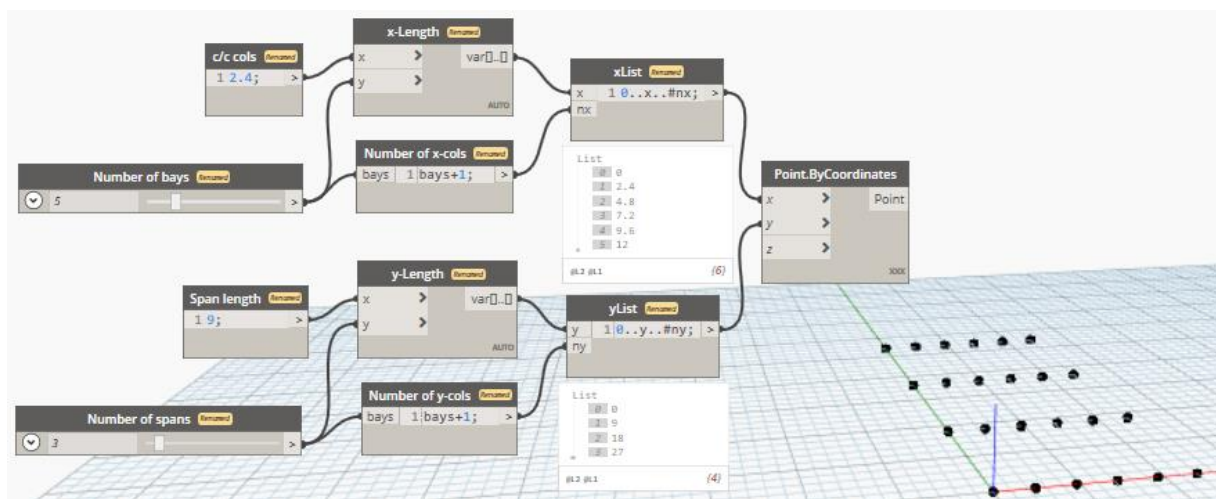
1. Definere geometri i form av koordinater, linjer, overflater og 3D elementer (solids) ved bruk av egendefinerte inputs.
2. Overføre geometrien til strukturelle noder og elementer.

Disse to delene vil bli presentert om hverandre i gjennomgangen av fremgangsmåten.

Første steget er å lage et rutenett av koordinater som vil være basen for søylene og opplagerbetingelsene. Dette gjøres ved å ta kryssprodukt av to koordinatlistene, hhv i x og y-retning og lager det ønskede rutenettet, kaldt grunnpunktene, med bestemte avstander. Figur A-1 viser skriptet for grunnpunktene. Samme prinsipp blir brukt for x, y, og z-retning. Z-retning er ikke med i Figur A-1. En gjennomgang for prinsippet i x-retning er:

Inputs: *c/c cols* bestemmer senteravstanden mellom søylene i x-retning; *Number of bays* bestemmer antall repetisjoner av senteravstanden.

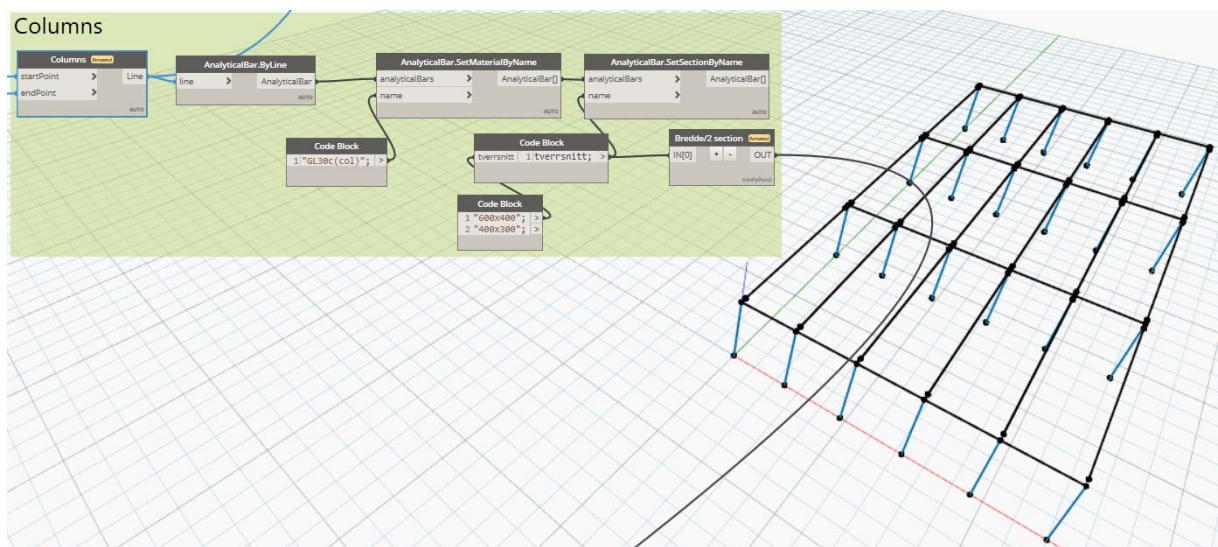
x-Length tar inn *c/c cols* og *Number of bays* og multipliserer verdiene, mens *Number of x-cols* gir antall søyer. Disse outputene brukes som input for *xList* som danner den ønskede listen, sett i det hvite vinduet under *xList*. *xList* vil generere en liste fra 0 til *x*, med *#nx*- antall verdier. I Figur A-1 vil dette være fra 0 til 12, med 6 verdier.



Figur A-1 Skript for grunnpunkter

De to listene brukes så til input for *Point.ByCoordinates* som lager punktene. *Point.ByCoordinates* bruker $Lacing=Cross\ Product$, som danner et rutenett i stedet for en linje med punkter. Disse grunnpunktene blir så bli kopiert oppover i ønskede etasjehøyder.

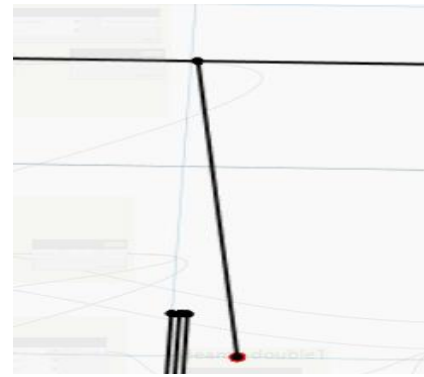
Nå som det ønskede 3D punktsystemet er etablert brukes disse til å trekke linjer seg imellom som senere vil danne de strukturelle søylene. Det samme gjøres med bjelkene, men for å gjenskape en realistisk modell må det mer finjustering til. Mer konkret er det to justeringer der den første er overgang søyle-dekke mens den andre er at alle «innvendige» søyer får to tilstøtende dekker som ligger inntil hverandre. Justering nummer en løses ved å lage nye punkter med en forskyvning i spennvidde retning som tilsvarer halve tverrsnittet til søylene som resulterer i at dekkene tilstøter søylesiden i stedet for å møtes i samme punkt. Figur A-2 viser skriptet med en etasje. Søylene er markert i blått. Linjer mellom punktene i begge retningene er også tatt med uten å vise nodens som produserer de. Fremgangsmåten for alle linjene er mer eller mindre lik, der punktene først sorteres så brukes som input i *Line.ByStartpointEndpoint* (i Figur A-2 endret navn til *Columns*), som danner en linje ved bruk fra startPoints til endPoints. Justering nummer en kan sees i Figur A-2 der det er mellomrom mellom søylene og startpunktene til linjene. Overføringen fra geometriske linjer til strukturelle elementer for søylene er også vist i Figur A-2.



Figur A-2 Skript for søyler

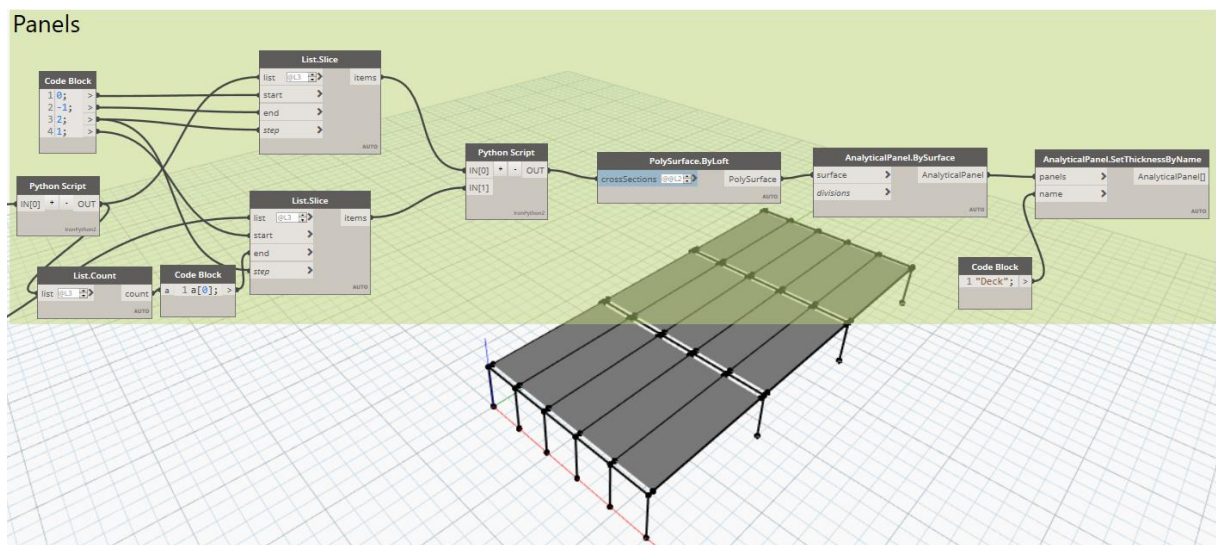
Justering nummer to løses ved å igjen lage nye punkter som er forskjøvet med ønsket mellomrom både i positive og negativ retning, men denne gangen i c/c retning og bare for søylene som får to dekker. Så i realiteten er det tre linjer for hver linje i y- retning sett i Figur A-2 bortsett fra endene, men kun en linje som er synlig grunnet oppløsningen. Figur A-3 viser ett nærbildet av overgangen.

I Figur A-3 er rødt punkt bunnpunktet til søylen. De tre linjene ligger i samme høyde som toppunktet til søylen i en avstand som er lik halve søyletverrsnittet. Videre i skriptet vil de to ytterste linjene brukes til å danne de prefabrikkerte dekkene.



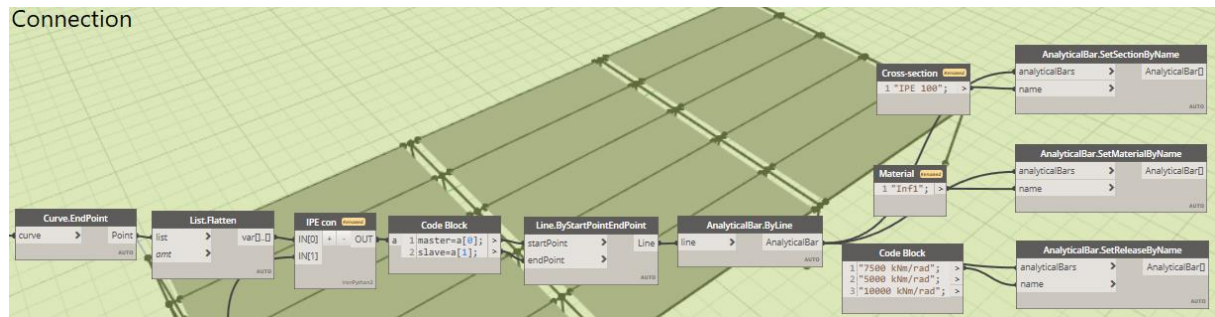
Figur A-3 Nærbildet av overgangen mellom søylen og dekket

For å lage geometrien for dekkene må det en del sortering og kutting av lister samt lage liste-parr. Figur A-4 viser skriptet for dekkene. Mye av sorteringen er gjort i *Python Script* nodene. Koden i nodene legges ikke frem. Gangen i skriptet er å sortere linjene i parr slik at *PolySurface.ByLoft*- noden skaper en overfalte mellom linjene. Disse overflatene blir så overført til strukturelle skallelement med egenskaper definert i «Deck».



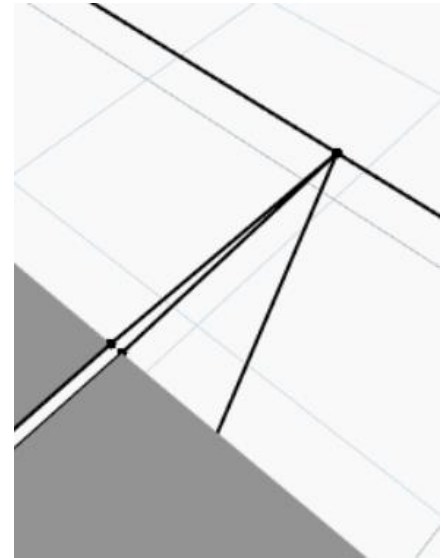
Figur A-4 Skript for dekker

Neste steg er å koble dekkene med søylene ved bruk av den fiktive forbindelsen. Skriptet er vist i Figur A-5. Her benyttes et sorterings-skript i *IFE con* som returnerer søyle-node og tilhører dekke-noder. Etter dette blir det dratt linjer mellom søyle-noden og dekke-nodene og strukturelle egenskapene blir lagt til.



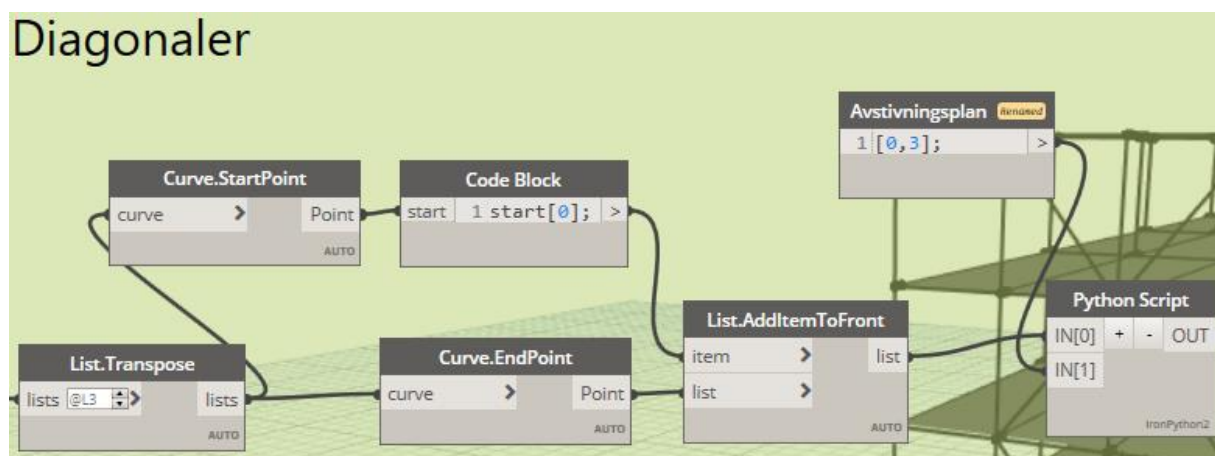
Figur A-5 Forbindelse skript

Figur A-6 viser hvordan forbindelsen mellom søylene og dekkene ser ut med linjer. Her vil ende-noden til forbindelsene (i dekke enden) ha en momentstivhet på 7500 kNm/rad om global x- akse.



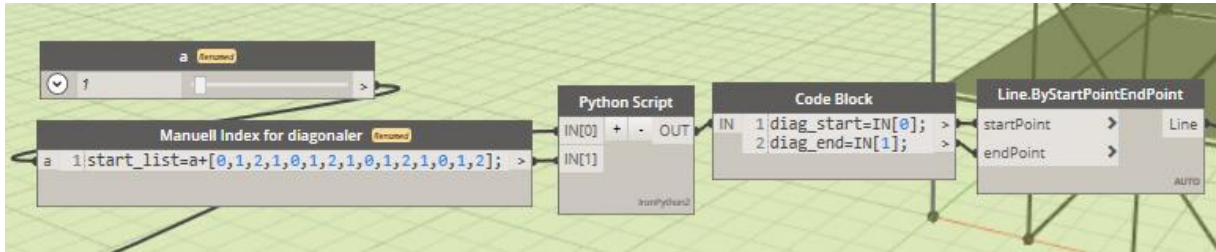
Figur A-6 Nærbildet av forbindelse søyle-dekke

For avstivningen av bygget ble det laget et skript for diagonaler. Starten er vist i Figur A-7. Her tas alle søylepunktene (start og endepunkt) inn og sorteres i respektive plan. Ut ifra denne sorteringen kan brukeren bestemme hvilket plan avstivningen skal ligge i som en input.



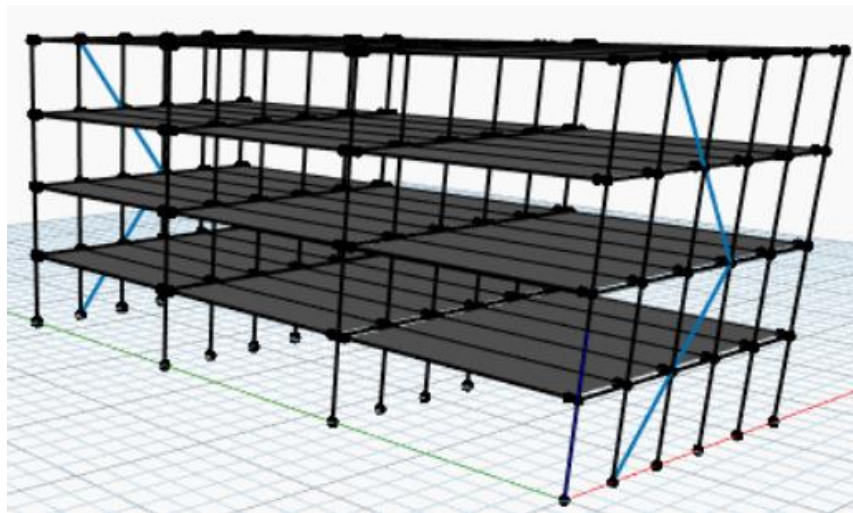
Figur A-7 Diagonaler skript 1

Figur A-8 viser del 2 av skriptet. Her vil manuell indeksering av diagonalene finne sted, der *a* bestemmer hvor diagonalene skal starte og rekkefølgen på listen i *Manuell Index for diagonaler* bestemmer diagonalmønsteret. For skript gitt i Figur A-7 og Figur A-8 vil

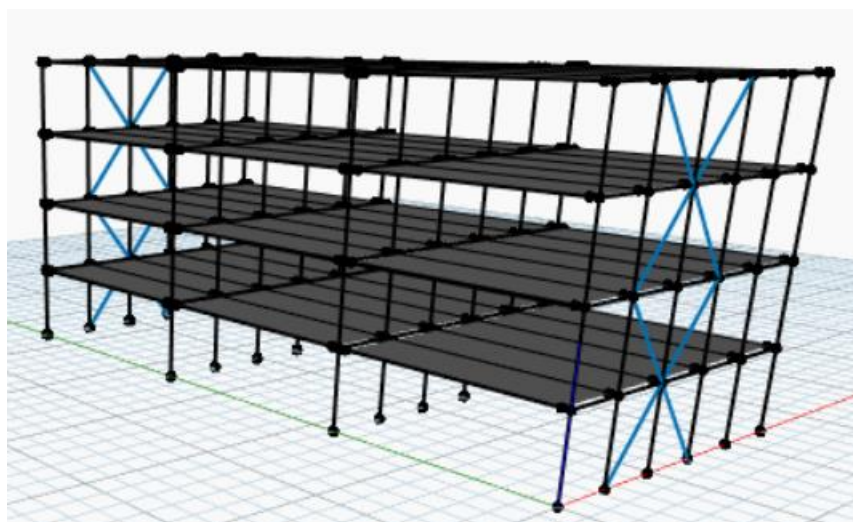


Figur A-8 Diagonaler skript 2

resultatet se ut som i Figur A-9. Ved å legge til et nesten identisk skript med justert listerekkefølge vil det være enkelt å for eksempel kryss avstivning. Kryss avstivning er vist i Figur A-10. Dette skriptet kan også anvendes for y- retning. Overgangen til strukturelle elementer er ikke vist her, men vil være identisk som i Figur A-5.

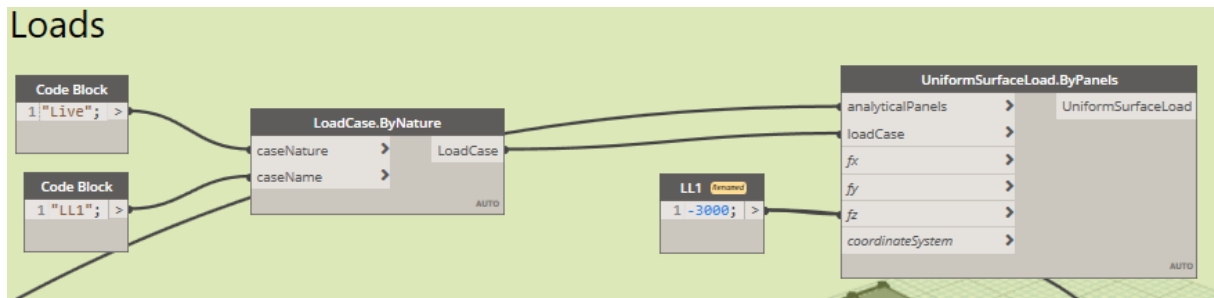


Figur A-9 Diagonal-resultat for et bygg med 4 etasjer



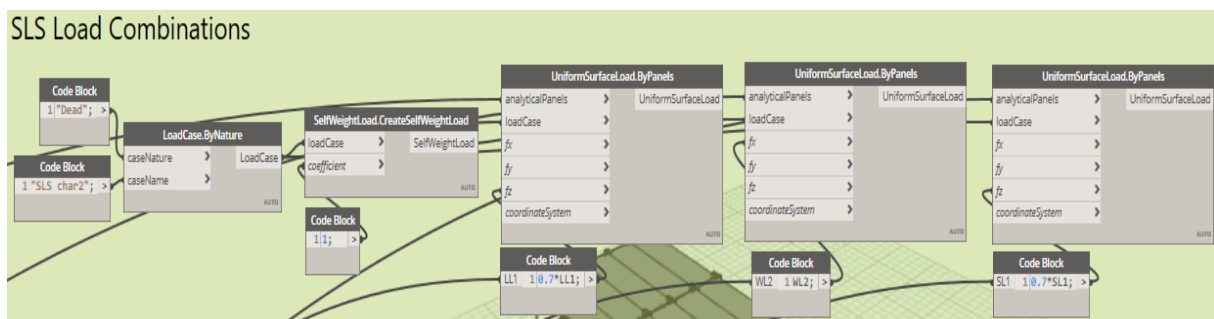
Figur A-10 Diagonal-kryss-resultat for et bygg med 4 etasjer

Siste delen av den parametriske modellen er å tilføre laster og lastkombinasjoner. Et eksempel på å generere en last er vist i Figur A-11. Her lasten som opprettes i *Robot Structural Analysis* hete «LL1» og være i lastnatur «Live» (Nyttelast på norsk). *UniformSurfaceLoad.ByPanels* brukes så til å definere hvilken dekker lasten skal virke på og angitt laststørrelse og retning. Lastestørrelsen i Figur A-11 er på 3 kN og virker i negativ z- retning. Samme prinsippet brukes for alle lastene.



Figur A-11 Nyttelast skript

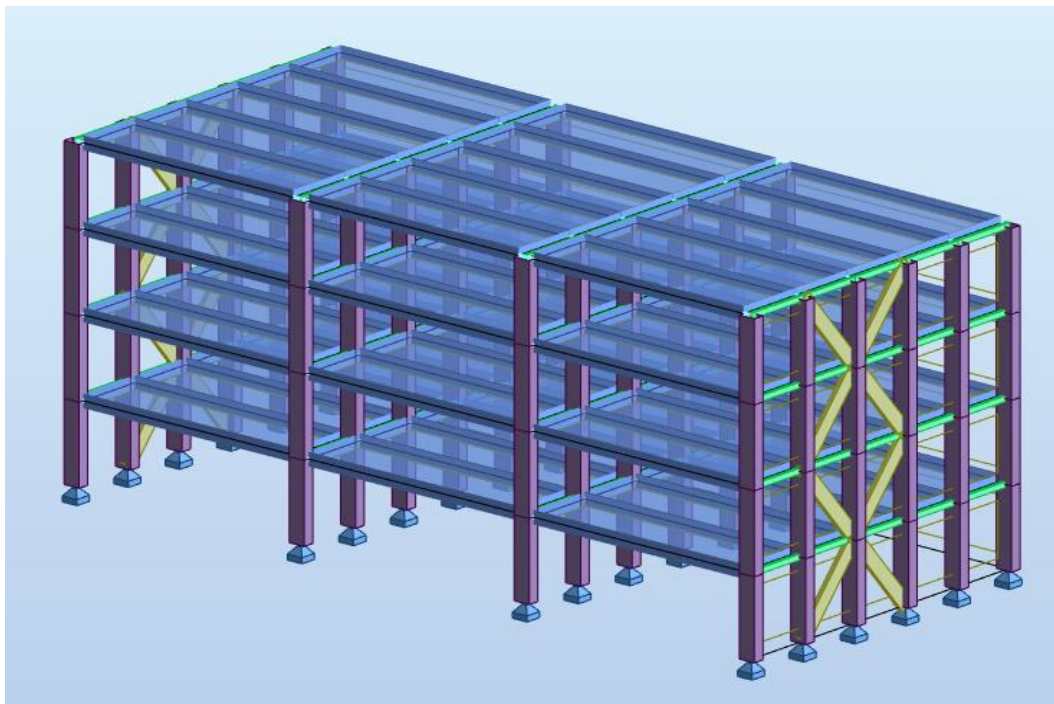
For lastkombinasjon har ikke *Structural Analysis for Dynamo* innebygde noder og prosessen er derfor litt tungvinn. Fremgangsmåten for en av SLS kombinasjonene er vist i Figur A-12. I grunnen vil det ikke være noe forskjell på et vanlig lasttilfelle og en lastkombinasjon definert i hhv Figur A-11 og Figur A-12, men lastkombinasjonen vil bestå av flere kombinerte laster som er summert sammen og returnerer en verdi. Når en lastkombinasjon defineres i *Robot* vil alle de skalerte lastene i kombinasjonen returneres i modellen og ikke kun resultatet av lastene. Forskjellen vil derfor kun ligge i oversiktligheten over laster i modellen, men resultatet vil være det samme.



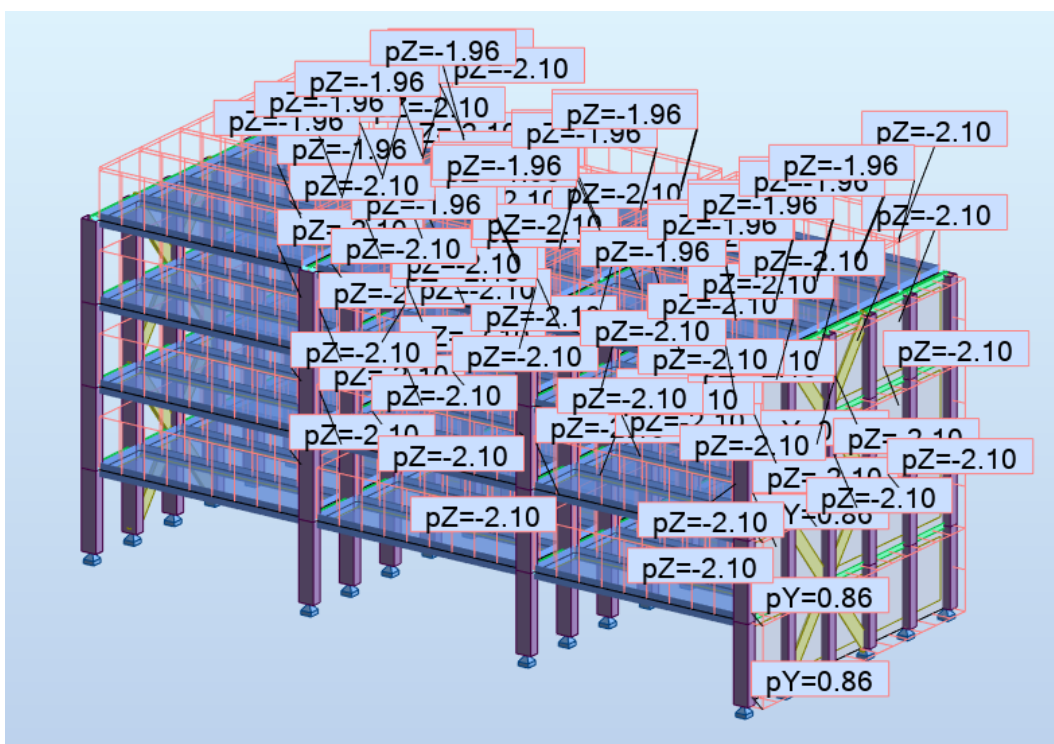
Figur A-12 Lastkombinasjon for SLS skript

Fremgangsmåte i Figur A-12 er brukt for resten av lastkombinasjonene og grensetilstandene, med sine respektive kombinasjoner og koeffisienter. Skriptet i Figur A-12 vil tilsvare lastkombinasjon «Vind» i Tabell 3-4 i oppgaven.

Vindlasten som virker på bygget blir tatt opp av ikke-strukturelle fordelingskall. Modellen uten fordelingskall og laster er vist i Figur A-13, mens modellen med laster og fordelingskall er vist i Figur A-14



Figur A-13 Resultatet i Robot Structural Analysis



Figur A-14 Resultatet i Robot Structural Analysis med laster og fordelingskall

Vedlegg B. WoodSol dekke Robot

June 6, 2021

Sigurd Østmoe
Masteroppgave 2021

1 Ekvivalent WoodSol dekke

Bøyestivheter utarbeidet av Bjørge og Kristoffersen 2017

```
[79]: EI_eff_length=1.31*10**14 #Nmm^2
      EI_eff_width=8.17*10**13 #Nmm^2
```

Ønsket egenvekt fra dekkene:

```
[80]: G_k=2.3 #kN/m^2
```

Ønsket geometri for WoodSol mellomdekke

```
[81]: h_d=513 #mm
      b_d=2400 #mm
      t=513 #mm
      I_d=b_d*h_d**3/12 #mm^4
      I_d_90=9000*h_d**3/12

      #materialverdier
      E_1=13000
      E_90=13000
```

1.1 Ekvivalent E-modul for mellomdekket:

```
[82]: def E_eff(EI_eff, I):
      E_ef=EI_eff/I
      return round(E_ef,3)
```

```
[83]: E_1_ef=E_eff(EI_eff_length, I_d)
      print(E_1_ef, "N/mm^2")
```

4851.647 N/mm²

```
[84]: E_2_ef=E_eff(EI_eff_width, I_d_90)
      print(E_2_ef, "N/mm^2")
```

806.88 N/mm²

Input i Robot

```
[85]: n1=round(E_1_ef/E_1, 4)
      n1
```

[85]: 0.3732

```
[86]: n2=round(E_2_ef/E_1,4)
      n2
```

[86]: 0.0621

1.2 Ekvivalent egenvekt

```
[87]: ro_kg=G_k*1000/(9.81*t/1000) #kg/m^3
      round(ro_kg,4)
```

[87]: 457.0266

```
[88]: ro_kN=ro_kg/1000*9.81 #kN/m^3
      round(ro_kN,4)
```

[88]: 4.4834

```
[89]: ro=G_k/(t/1000)
      round(ro,4)
```

[89]: 4.4834

2 Ortotropisk stivhet i dekke RSA

```
[90]: import math
      import numpy as np
      import StiffnessMatrixes as sm
```

2.1 Antagelser i Robot ortotropi

```
[91]: #E-modulus
      E=E_1
      E1=E*n1
      E2=E*n2
      E, E1, E2
```

[91]: (13000, 4851.599999999999, 807.3000000000001)

```
[92]: #G-modulus
G12=math.sqrt(E1*E2)/2
G1=E1/2
G2=E2/2
G12, G1, G2
```

```
[92]: (989.5322986138451, 2425.7999999999997, 403.65000000000003)
```

2.2 Materiale egenskaper

```
[93]: #material following Robot terminology
material_R={'name': 'Plate', 'units': 'MPa',
           'E1': E1, 'E2': E2, 'E3': 0,
           'v12': 0, 'v13': 0, 'v23': 0,
           'G12': G12, 'G13': 0, 'G23': 0 }
```

2.3 Plane stress Stiffness Matrix

```
[94]: #2D compliance matrix, S:
def S2D(m):
    return np.array([[ 1/m['E1'], -m['v12']/m['E1'], 0],
                    [-m['v12']/m['E1'], 1/m['E2'], 0],
                    [ 0, 0, 1/m['G12']]], float)

#2D stiffness matrix, Q:
def Q2D(m):
    S=S2D(m)
    return np.linalg.inv(S)

Q=Q2D(material_R)
Q #N/mm2
```

```
[94]: array([[4851.6      ,  0.      ,  0.      ],
           [ 0.      , 807.3     ,  0.      ],
           [ 0.      ,  0.      , 989.53229861]])
```

2.4 Membrane Stiffness

```
[95]: def memb_stiffness(Q, t):
        D=Q*t
        return D
```

```
[96]: D=memb_stiffness(Q, t)
D #N/mm
```

```
[96]: array([[2488870.8      ,  0.      ,  0.      ],
            [  0.      , 414144.9      ,  0.      ],
            [  0.      ,  0.      , 507630.0691889]])
```

2.5 Flexure Stiffness

```
[97]: def flex_stiffness(D, t):
      K=D*t**2/12*10**-6
      return K
```

```
[98]: K=flex_stiffness(D, t)
      K #kNm
```

```
[98]: array([[54582.8032971 ,  0.      ,  0.      ],
            [  0.      , 9082.50826568,  0.      ],
            [  0.      ,  0.      , 11132.70813986]])
```

Effektiv bøyestivheter i E_1 retning

```
[99]: EI=K[0][0]*(b_d)*1000*1000 #N/mm^2
      EI
```

```
[99]: 130998727913040.0
```

```
[100]: round(EI/EI_eff_length,4)
```

```
[100]: 1.0
```

Effektiv bøyestivhet i E_90 retning

```
[101]: EI_90=K[1][1]*(9000)*1000*1000 #N/mm^2
      EI_90
```

```
[101]: 81742574391075.0
```

```
[102]: round(EI_90/EI_eff_width,4)
```

```
[102]: 1.0005
```

2.6 Shear Stiffness

```
[103]: def shear_stiffness(m, t, n1, n2):
      H=np.array([[5/6*G1, 0],
                 [0      , 5/6*G2]])*t
      return H
```

```
[104]: H=shear_stiffness(material_R, t, n1, n2)
      H #N/mm
```



```
[104]: array([[1037029.5 ,      0. ],  
             [      0. , 172560.375]])
```

C. ULS beregning

Element-verifisering iht NS-EN1995-1-1

Søylar

Selection:

No. = 10744

Name:

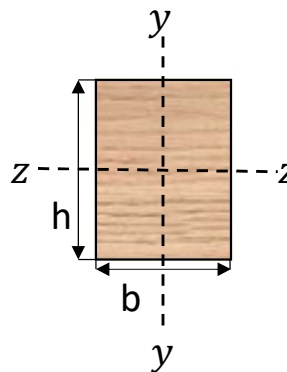
Dimensioning cases:

ULS: 3 1

ULS name: USL3

Member geometry:

l = 3000 mm



Section:

Name: 600x400	A	240000 mm ²
b = 400 mm	I_y	3200000000 mm ⁴
h = 600 mm	I_z	7200000000 mm ⁴
	W_y	16000000 mm ³
	W_z	24000000 mm ³

Material:

Name: GL30c(col)

$E_{0,g,mean}$	13000 N/mm ²	$f_{m,g,k}$	30 N/mm ²
$E_{0,g,05}$	10800 N/mm ²	$f_{t,0,g,k}$	19,5 N/mm ²
$G_{g,mean}$	650 N/mm ²	$f_{t,90,g,k}$	0,5 N/mm ²
$\rho_{g,mean}$	4,3 kN/m ³	$f_{c,0,g,k}$	24,5 N/mm ²
		$f_{c,90,g,k}$	2,5 N/mm ²
		$f_{v,g,k}$	3,5 N/mm ²

Extreme internal forces:

USL

Extremum (Max)	x/L	Case comp.	MY (kNm)	V (kN)	N (kN)
M	1,0	1	0,18		
V	0	1		0,06	
N	0	1			593,90

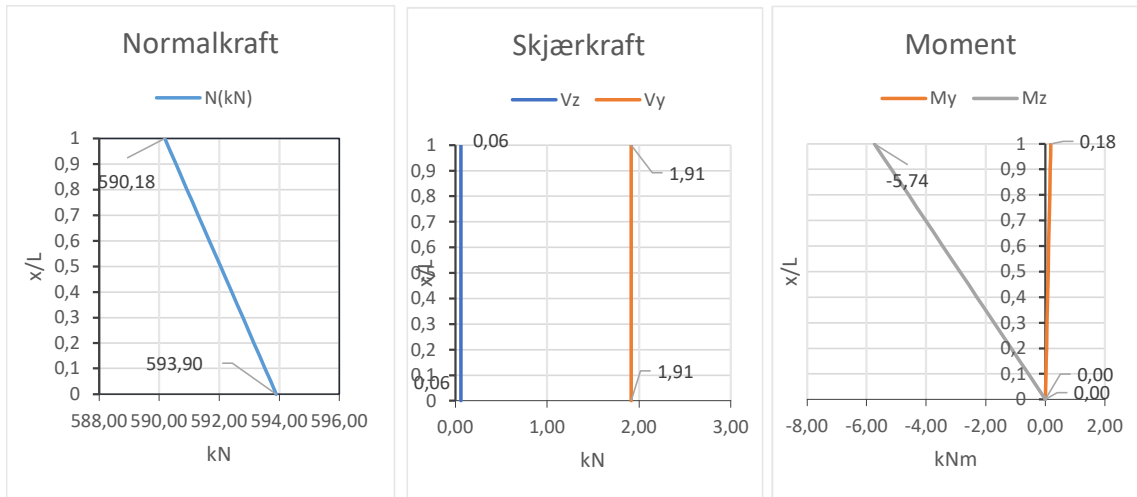
Extremum (Min)	x/L	Case comp.	MY (kNm)	V (kN)	N (kN)
M	0	1	0,00		
V	0	1		0,06	
N	1	1			590,18

Detailed internal forces:

Bruddgrensetilstand ULS

x/L	x	MY	MX	MZ	Vy	Vz	N	
0		0,00	0,00	0,00	0,00	1,91	0,06	593,90
0,1		300,00	0,02	0,00	-0,57	1,91	0,06	593,53

0,2	600,00	0,04	0,00	-1,15	1,91	0,06	593,15
0,3	900,00	0,05	0,00	-1,72	1,91	0,06	592,78
0,4	1200,00	0,07	0,00	-2,30	1,91	0,06	592,41
0,5	1500,00	0,09	0,00	-2,87	1,91	0,06	592,04
0,6	1800,00	0,11	0,00	-3,45	1,91	0,06	591,67
0,7	2100,00	0,13	0,00	-4,02	1,91	0,06	591,30
0,8	2400,00	0,15	0,00	-4,59	1,91	0,06	590,93
0,9	2700,00	0,16	0,00	-5,17	1,91	0,06	590,55
1	3000,00	0,18	0,00	-5,74	1,91	0,06	590,18



Design Checks

k_{mod}	0,90
γ_{GL}	1,25
k_m	0,7
k_{cr}	0,8
β_c	0,1

Dimensjonerende verdi for materialegenskaper (2.14)

$f_{m,g,d}$	21,6 N/mm ²
$f_{t,0,g,d}$	14,04 N/mm ²
$f_{t,90,g,d}$	0,36 N/mm ²
$f_{c,0,g,d}$	17,64 N/mm ²
$f_{c,90,g,d}$	1,8 N/mm ²
$f_{v,g,d}$	2,52 N/mm ²

6. Bruddgrensetilstand

6.1

6.1.4 Trykk i fiberretning

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d} \quad (6.2)$$

$$\sigma_{c,0,d} = 2,47 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d} = 0,14$$

OK! for Trykk i fiberretning!

6.1.6 Bøyning

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (6.11)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{m,y,d} &= 0,01 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{m,z,d} &= 0,24 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,01$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (6.12)$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,01$$

$$f_{m,y,d} = f_{m,z,d} = 0,01$$

OK! for Bøyning

6.1.7 Skjær

$$\tau_d \leq f_{v,d} \quad (6.13) \quad \begin{array}{l} \tau_{y,d} = 0,01 \text{ N/mm}^2 \\ \tau_{z,d} = 0,00 \text{ N/mm}^2 \end{array}$$

$$\begin{array}{l} b_{eff,y} = 480 \\ b_{eff,z} = 320 \end{array}$$

$$\tau_{y,d} / f_{v,d} = 0,01$$

$$\tau_{z,d} / f_{v,d} = 0,00$$

OK! for Skjær

6.2

6.2.4 Kombinert bøyning og aksialt trykk

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (6.19)$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,03$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (6.20)$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,03$$

OK! for Kombinert bøyning og aksialt trykk!

6.3 Stabilitet av bygningsdeler

6.3.2 Søyler utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (6.23)$$

$$l_{k,y} = 3000 \quad \lambda_y = 25,98 \quad \lambda_{rel,y} = 0,39 \quad k_y = 0,58 \quad k_{c,y} = 0,99$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,15$$

Linearized buckling about z

$$K_k = 6,63 \quad N_E = \frac{\pi^2 EI_z}{L_k^2}, N_E = K_k N_{max} \quad L_k = 15322,49$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (6.24)$$

$$\begin{array}{rcl}
 l_{k,z} = & 15322,49 & \lambda_z = 88,46 \quad \lambda_{rel,z} = 1,34 \quad k_z = 1,45 \quad k_{c,z} = 0,50 \\
 & & & & & 1,45 & 0,50 \\
 \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = & & 0,29 & & & & 0,29
 \end{array}$$

OK! for Stabilitet fra Kombinert bøyning og aksialt trykk!

Tverrsnittet er OK for bruddgrensetilstand

Utnyttelsesgrad: 29 %

Laster	Lastvarighet	k_{mod}
G_k	Permanent last	0,6
Q_k	Mellomlagtid slast	0,8
S_k	Korttidslast	0,9
W_k	Øyeblikkslast	1,1

Last kombinasjoner

	USL	Likning	Lastkomn Nr	k_{mod}
USL1(γ)	$\gamma_G G_k + \gamma_W W_{1,k} + \gamma_Q Q_k \psi_{0,Q} + \gamma_S S_k \psi_{0,S}$	(6.10b)	7	1,1
USL1(x)	$\gamma_G G_k + \gamma_W W_{2,k} + \gamma_Q Q_k \psi_{0,Q} + \gamma_S S_k \psi_{0,S}$ $1,2G_k + 1,5W_{i,k} + 1,05Q_k + 1,05S_k$	(6.10b)	6	1,1
USL1(- γ)	$\gamma_G G_k + \gamma_W \cdot -W_{1,k} + \gamma_Q Q_k \psi_{0,Q} + \gamma_S S_k \psi_{0,S}$	(6.10b)	5	1,1
USL1(- x)	$\gamma_G G_k + \gamma_W \cdot -W_{2,k} + \gamma_Q Q_k \psi_{0,Q} + \gamma_S S_k \psi_{0,S}$ $1,2G_k + 1,5 -W_{i,k} + 1,05Q_k + 1,05S_k$	(6.10b)	4	1,1
USL2(γ)	$\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k + \gamma_W W_{1,k} \psi_{0,W} + \gamma_S S_k \psi_{0,S}$	(6.10b)	11	1,1
USL2(x)	$\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k + \gamma_W W_{2,k} \psi_{0,W} + \gamma_S S_k \psi_{0,S}$ $1,2G_k + 1,5Q_k + 0,9W_{i,k} + 1,05S_k$	(6.10b)	10	1,1
USL2(- γ)	$\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k + \gamma_W \cdot -W_{1,k} \psi_{0,W} + \gamma_S S_k \psi_{0,S}$	(6.10b)	8	1,1
USL2(- x)	$\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k + \gamma_W \cdot -W_{2,k} \psi_{0,W} + \gamma_S S_k \psi_{0,S}$ $1,2G_k + 1,5Q_k + 0,9 \cdot -W_{i,k} + 1,05S_k$	(6.10b)	9	1,1
ULS3	$\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k + \gamma_S S_k \psi_{0,S}$ $1,2G_k + 1,5Q_k + 1,05S_k$	(6.10b)	3	0,9
	SLS			
SLS Char1	$G_k + W_{1,k} + \psi_{0,k} Q_k + \psi_{0,s} S_k$	(6.14a)		
SLS Char2	$G_k + W_{2,k} + \psi_{0,k} Q_k + \psi_{0,s} S_k$ $G_k + W_{i,k} + 0,7Q_k + 0,7S_k$	(6.14a)		
SLS QP	$G_k + \psi_{2,k} Q_k$	(6.16.a)		

ULS utnyttelse og knekk lengde

L=24

H	48	
Element lengde	3000	
	Robot	Med linearisert knekk lengde
Type	Søyle	Søyle $K_k = 4,34$
Case	ULS1(-y)	ULS1(-y) $N_{max} = 1720,67$
Utnyttelse	0,62	0,71 $L_k = 11116,27$
		$L_k = L \cdot 3,7$

L=32

H	48	
Element lengde	3000	
	Robot	Med linearisert knekk lengde
Type	Søyle	Søyle $K_k = 6,63$
Case	ULS2(-y)	ULS2(-y) $N_{max} = 1077,92$
Utnyttelse	0,29	0,33 $L_k = 10102,56$
		$L_k = L \cdot 3,4$

L=48

H	48	
Element lengde	3000	
	Robot	Med linearisert knekk lengde
Type	Søyle	Søyle $K_k = 3,43$
Case	ULS3	ULS3 $N_{max} = 2168,59$
Utnyttelse	0,52	0,65 $L_k = 11141,41$
		$L_k = L \cdot 3,7$

B24L36 [8,8,4,8,8] Kryss

Søylar 600x400, diagonaler 140x513

H	24	
Element lengde	3000	
	Robot	Med linearisert knekk lengde
Type	Søyle	Søyle $K_k = 7,77E+00$
Case	USL3	USL3 $N_{max} = 1114,28$
Utnyttelse	0,27	0,32 $L_k = 10328,15$

H	30	
Element lengde	3000	
	Robot	Med linearisert knekk lengde
Type	Søyle	Søyle $K_k = 6,48E+00$
Case	USL1(x)	USL3 $N_{max} = 1296,13$
Utnyttelse	0,33	0,39 $L_k = 10483,92$

H	36	
Element lengde	3000	
	Robot	Med linearisert knekk lengde
Type	Søyle	Søyle $K_k = 5,10E+00$
Case	USL1(x)	USL2(-y) $N_{max} = 1635,12$
Utnyttelse	0,46	0,46 $L_k = 10526,51$

$$L_{k_{avg}} = 10446,19$$

$$L_k \approx 3,48 \cdot L$$

Søylar 400x300, diagonaler 140x400

H	12	
Element lengde	3000	
	Robot	Med linearisert knekk lengde
Type	Søyle	Søyle $K_k = 7,73E+00$
Case	USL3	USL3 $N_{max} = 597,50$
Utnyttelse	0,29	0,33 $L_k = 6667,37$

H	18	
Element lengde	3000	
	Robot	Med linearisert knekk lengde
Type	Søyle	Søyle $K_k = 5,25E+00$
Case	USL3	USL3 $N_{max} = 867,08$
Utnyttelse	0,42	0,48 $L_k = 6713,01$

H	24	
Element lengde	3000	
	Robot	Med linearisert knekk lengde
Type	Søyle	Søyle $K_k = 4,81E+00$
Case	USL1(-y)	USL1(-y) $N_{max} = 934,30$
Utnyttelse	0,57	0,64 $L_k = 6758,33$

$$L_{k_{avg}} = 6712,91$$

$$L_k \approx 2,24 \cdot L$$

B19L27 [9,9,9] Kryss

Søylar 600x400, diagonaler 140x513

H	24	
Element lengde	3000	

Søylar 400x300, diagonaler 140x400

H	12	
Element lengde	3000	

	Robot	Med linearisert knekk lengde	
Type	Søyle	$K_k =$	7,48E+00
Case	ULS(-y)	$N_{max} =$	1037,81
Utnyttelse	0,31	$L_k =$	10911,18

	Robot	Med linearisert knekk lengde	
Type	Søyle	$K_k =$	7,71E+00
Case	ULS1(y)	$N_{max} =$	558,69
Utnyttelse	0,34	$L_k =$	6901,62

H 30
Element lengde 3000

	Robot	Med linearisert knekk lengde	
Type	Søyle	$K_k =$	5,93E+00
Case	ULS1(x)	$N_{max} =$	1279,63
Utnyttelse	0,44	$L_k =$	11034,64

H 18
Element lengde 3000

	Robot	Med linearisert knekk lengde	
Type	Søyle	$K_k =$	5,27E+00
Case	ULS1(y)	$N_{max} =$	806,03
Utnyttelse	0,51	$L_k =$	6952,67

H 36
Element lengde 3000

	Robot	Med linearisert knekk lengde	
Type	Søyle	$K_k =$	4,91E+00
Case	ULS(x)	$N_{max} =$	1519,956
Utnyttelse	0,62	$L_k =$	11129,89

H 24
Element lengde 3000

	Robot	Med linearisert knekk lengde	
Type	Søyle	$K_k =$	4,00E+00
Case	ULS1(y)	$N_{max} =$	1052,06
Utnyttelse	0,72	$L_k =$	6985,89

$$L_{k_{avg}} = 11025,24$$

$$L_k \approx 3,68 \cdot L$$

$$L_{k_{avg}} = 6946,728$$

$$L_k \approx 2,32 \cdot L$$

B24L36 [9,9,9] Kryss

Søyler 600x400, diagonaler 140x513

Søyler 400x300, diagonaler 140x400

H 24
Element lengde 3000

	Robot	Med linearisert knekk lengde	
Type	Søyle	$K_k =$	1,67E+01
Case	ULS3	$N_{max} =$	1270,77
Utnyttelse	0,3	$L_k =$	6602,91

H 12
Element lengde 3000

	Robot	Med linearisert knekk lengde	
Type	Søyle	$K_k =$	1,95E+01
Case	ULS3	$N_{max} =$	670,65
Utnyttelse	0,33	$L_k =$	3961,34

H 30
Element lengde 3000

	Robot	Med linearisert knekk lengde	
Type	Søyle	$K_k =$	1,33E+01
Case	ULS1(x)	$N_{max} =$	1578,67
Utnyttelse	0,46	$L_k =$	6629,04

H 18
Element lengde 3000

	Robot	Med linearisert knekk lengde	
Type	Søyle	$K_k =$	1,34E+01
Case	ULS3	$N_{max} =$	981,37
Utnyttelse	0,48	$L_k =$	3958,28

H 36
Element lengde 3000

	Robot	Med linearisert knekk lengde	
Type	Søyle	$K_k =$	1,11E+01
Case	ULS1(x)	$N_{max} =$	1887,153
Utnyttelse	0,64	$L_k =$	6647,667

H 24
Element lengde 3000

	Robot	Med linearisert knekk lengde	
Type	Søyle	$K_k =$	1,01E+01
Case	ULS3	$N_{max} =$	1294,23
Utnyttelse	0,64	$L_k =$	3954,19

$$L_{k_{avg}} = 6626,539$$

$$L_k \approx 2,21 \cdot L$$

$$L_{k_{avg}} = 3957,937$$

$$L_k \approx 1,32 \cdot L$$

D. Akselerasjon og vindtrykk

Estimering av akselerasjon i toppen av høye bygninger ved hjelp av NS-EN 1991-1-4:2005+NA2009 Annex B

Sigurd Østmoe 2021

			y	x
Konstruksjonens geometri og dynamiske egenskaper				
Figur 6.1	Høyde	h	24,00	24,00
Figur 6.1	Bredde	b	19,2	27,00
Figur 6.1	Dybde	d	27,00	19,20
		b/h	0,80	1,13
		d/b	1,41	0,71
Tabell 7.16 nr 1		λ	2,31	1,64
Figur 7.36		$\phi = 1 \psi \lambda$	0,63	0,63
Figur 7.23		$c_{f,0}$	1,92	2,39
Likning (7.9)	Kraftfaktor	c_f	1,20	1,49
Figur 6.1	Referansehøyde	z_s	14,40	14,40
1. EF i vindretning	Egenfrekvens	f	0,54	0,43
	Masse per etasje		169745,14	
	Masse per m ²	q_m	327,44	
	Total masse			
Likning (F.17)	Ekvivalent masse per arealenhet	μ_e	-	
Likning (F.14)	Ekvivalent masse på lengdeenhet	m_e	56581,71	56581,71

Vindfeltets egenskaper

Tabell NA.4(901.1)	Referansevindhastighet	$v_{b,0}$	26,00	
Tabell NA.4(901.4)	Retningsfaktoren	c_{dir}	1,00	
Tabell NA4(901.5)	Årstidsfaktoren	c_{season}	1,00	
Tabell NA.4 (901.2)	Område: 1	H_0	900,00	
		H_{topp}	1500,00	
Likning NA.4(901.1)	Høyde over havet for byggestedet	H	0,00	
Likning NA.4(901.1)	Faktor for vindøkning med høyde over havet	c_{alt}	1,00	
	Returperiode	R_p	1,40	
Likning (4.2)	Sannsynlighetsfaktor	c_{prob}	0,73	
Likning (NA.4.1)	Basisvindhastighet	v_b	19,04	
Tabell NA.4.1		k_r	0,24	
Tabell NA.4.1	Terrenghetskategori: 4	z_0	1,00	
Tabell NA.4.1		z_{min}	16,00	
NA.4.3.3 (901.2.1)	Terrengformfaktor	c_0	1,00	
Punkt 4.3.2	Ruhetsfaktor	$c_r(z_s)$	0,67	
Punkt 4.3.1	Middelvind	$v_m(z_s)$	12,67	
Punkt 4.4	Vindturbulens	$I_v(z_s)$	0,36	
Likning (B.1)	Turbulenslengdeskala	$L(z_s)$	55,23	
		$\alpha = 0,67 L_t =$	$300 z_t =$	200

Dynamisk respons beregnet med tilegg B

Likning (B.3)	Bakgrunnsfaktor	B^2	0,565	0,539
		$f_{L(z,n)}$	2,35	
Likning (B.2)	Spektralverdi ved egenfrekvens	S_L	0,075	
Likning (B.7)	Aerodynamisk admittansfunksjon høyde	R_h	0,190	
Likning (B.8)	Aerodynamisk admittansfunksjon høyde	R_b	0,230	0,209
Likning (F.16)	Aerodynamisk demping	δ_a	-	
Likning (F.18)	Aerodynamisk demping	δ_a	-	
Likning (F.15)	Dekrementet av demping	δ		
	Damping ratio	$\xi =$	0,019	0,019
	Demping antagelse	δ	0,119	0,119
Likning (B.6)	Resonansfaktor	R^2	0,135	0,123
Likning (B.11)	Dimensjonsløs faktor	K_x	1,679	1,971134
Likning (B.10)	Standardavvik	σ_a	0,0177	0,0280
Likning (B.5)	Oppkryssningsfrekvens	v	0,540	0,430
Likning (B.4)	Toppfaktor	k_p	3,577	3,513
Punkt B.4(4)	Max akselerasjon beregnet med tilegg B		0,063	0,098

Bergning av faktoren, K_x , definert i Likning (B.11)

y					x				
$\zeta =$	1				$\zeta =$	1			
z	$v_m(z)$	$\Phi_{1,y}(z)$	$\Phi_{1,y}^2(z)$	$v_m^2 \cdot \Phi_{1,y}(z)$	z	$v_m(z)$	$\Phi_{1,x}(z)$	$\Phi_{1,x}^2(z)$	$v_m^2 \cdot \Phi_{1,x}(z)$
0,00	12,67064	0	0	0	0,00	12,67063693	0	0	0
3,00	12,67064	0,156	0,024336	25,04503	3,00	12,67063693	0,056	0,003136	8,990522
6,00	12,67064	0,288	0,082944	46,23697	6,00	12,67063693	0,116	0,013456	18,62322
9,00	12,67064	0,406	0,164836	65,18129	9,00	12,67063693	0,187	0,034969	30,02192
12,00	12,67064	0,513	0,263169	82,35961	12,00	12,67063693	0,269	0,072361	43,18662
15,00	12,67064	0,611	0,373321	98,09302	15,00	12,67063693	0,359	0,128881	57,63567
18,00	13,2089	0,7	0,49	122,1326	18,00	13,20890143	0,454	0,206116	79,21168
21,00	13,91336	0,778	0,605284	150,6066	21,00	13,91336484	0,551	0,303601	106,6635
24,00	14,5236	0,845	0,714025	178,24	24,00	14,5235988	0,648	0,419904	136,6858
27,00	15,06186	0,9	0,81	204,1738	27,00	15,0618633	0,744	0,553536	168,7836
30,00	15,54336	0,944	0,891136	228,0666	30,00	15,5433573	0,835	0,697225	201,7326
33,00	15,97892	0,976	0,952576	249,1981	33,00	15,9789216	0,921	0,848241	235,1552
36,00	16,37656	1	1	268,1917	36,00	16,37656066	1	1	268,1917
39,00	16,74235	0	0	0	39,00	16,74235314	0	0	0
42,00	17,08102	0	0	0	42,00	17,08102407	0	0	0
45,00	17,39632	0	0	0	45,00	17,39631916	0	0	0
sum			6,371627	1717,525	sum			4,281426	1354,882
			$v_m^2(z_s)$	160,55				$v_m^2(z_s)$	160,55
			K_x	1,67902				K_x	1,971134

Beregning av ekvivalent masse, m_e , definert i Likning (F.14)

y					x				
n	Floor heigh m	Mass/floor kg	Mass/meter kg/m	$\Phi_{1,y}(z)$	$\Phi_{1,y}^2(z)$	$m(z) \cdot \Phi_{1,y}^2(z)$	$\Phi_{1,x}(z)$	$\Phi_{1,x}^2(z)$	$m(z) \cdot \Phi_{1,x}^2(z)$
	0,00	0	0	0	0	0	0	0	0
1	3,00	169745,14	56581,71	0,156	0,024336	1376,973	0,056	0,003136	177,4403
2	3,00	169745,14	56581,71	0,288	0,082944	4693,114	0,116	0,013456	761,3635
3	3,00	169745,14	56581,71	0,406	0,164836	9326,703	0,187	0,034969	1978,606
4	3,00	169745,14	56581,71	0,513	0,263169	14890,55	0,269	0,072361	4094,309
5	3,00	169745,14	56581,71	0,611	0,373321	21123,14	0,359	0,128881	7292,308
6	3,00	169745,14	56581,71	0,7	0,49	27725,04	0,454	0,206116	11662,4
7	3,00	169745,14	56581,71	0,778	0,605284	34248,01	0,551	0,303601	17178,26
8	3,00	169745,14	56581,71	0,845	0,714025	40400,76	0,648	0,419904	23758,89
9	3,00	169745,14	56581,71	0,9	0,81	45831,19	0,744	0,553536	31320,02
10	3,00	169745,14	56581,71	0,944	0,891136	50422	0,835	0,697225	39450,19
11	3,00	169745,14	56581,71	0,976	0,952576	53898,38	0,921	0,848241	47994,93
12	3,00	169745,14	56581,71	1	1	56581,71	1	1	56581,71
13	3,00	0	0	0	0	0	0	0	0
14	3,00	0	0	0	0	0	0	0	0
15	3,00	0	0	0	0	0	0	0	0
sum		2036941,68			6,371627	360517,6		4,281426	242250,4
					m_e	56581,71		m_e	56581,71

Utregning av vindtrykk ved bruk av NS-EN 1991-1-4:2005+NA2009

Sigurd Østrnøe 2021

Vedlegg D

Konstruksjonens geometri

Figur 7.4	Høyde	h	3,00	6,00	9,00	12,00	15,00	18,00	21,00	24,00
Figur 7.4	Bredde	b	12,00	6,00	9,00	12,00	15,00	18,00	21,00	24,00
Figur 7.4	Referansehøyde	z_e	3,00	6,00	9,00	12,00	15,00	18,00	21,00	24,00

Vindfeltets egenskaper

Tabell NA.4(901.1)	Referansevindhastighet	$v_{b,0}$	26,00							
Tabell NA.4(901.4)	Retningsfaktoren	C_{dir}	1,00							
Tabell NA4(901.5)	Årstidsfaktoren	C_{season}	1,00							
Tabell NA.4 (901.2)	Område: 1	H_0	900,00							
		H_{topp}	1500,00							
Likning NA.4(901.1)	Høyde over havet for byggestedet	H	0,00							
Likning NA.4(901.1)	Faktor for vindøkning med høyde over havet	C_{alt}	1,00							
		R_p	50,00							
Likning (4.2)	Sannsynlighetsfaktor	C_{prob}	1,00							
Likning (NA.4.1)	Basisvindhastighet	v_b	26,00							
Tabell NA.4.1	Terrengruhetsfaktor	k_r	0,24							
Tabell NA.4.1	Terrengruhetskategori: 4	z_0	1,00							
Tabell NA.4.1		z_{min}	16,00							
NA.4.3.3 (901.2.1)	Terrengformfaktor	C_0	1,00							
Punkt 4.3.2	Ruhetsfaktor	$C_r(e)$	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	0,69	0,73	0,76
Punkt 4.3.1	Middelvind	$v_m(z_e)$	17,30	17,30	17,30	17,30	17,30	18,04	19,00	19,83
Punkt 4.4	Vindturbulens	$I_v(z_e)$	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,35	0,33	0,31

Vindfeltets trykk/sug

Likning (4.8)	Vindkasthastighet	$q_p(z_e)$	659,39	659,39	659,39	659,39	659,39	695,69	744,21	787,18
Likning (NA.4.8)			659,39	659,39	659,39	659,39	659,39	695,69	744,21	787,18
Tabell 7.1	Formfaktor sone D	$C_{pe,10}$	0,80							
	Formfaktor sone E	$C_{pe,10}$	-0,50							
Likning (5.1)	Vindtrykk på overfalter	w_{e1}	528	528	528	528	528	557	595	630
Likning (5.1)	Vindsug på overfalter	w_{e2}	-330	-330	-330	-330	-330	-348	-372	-394
		sum	857	857	857	857	857	904	967	1023

Vedlegg D

27,00	30,00	33,00	36,00	39,00	42,00	45,00	48,00
27,00	30,00	33,00	36,00	39,00	42,00	45,00	48,00
0,79	0,82	0,84	0,86	0,88	0,90	0,91	0,93
20,57	21,22	21,82	22,36	22,86	23,32	23,75	24,16
0,30	0,29	0,29	0,28	0,27	0,27	0,26	0,26
825,80	860,92	893,16	922,97	950,73	976,70	1001,12	1024,17
825,80	860,92	893,16	922,97	950,73	976,70	1001,12	1024,17
661	689	715	738	761	781	801	819
-413	-430	-447	-461	-475	-488	-501	-512
1074	1119	1161	1200	1236	1270	1301	1331

