



Høgskulen
på Vestlandet

BACHELOROPPGAVE

Alternativt bæresystem i stål og betong

Alternative steel and concrete structural
system

Jon Herman Bjercke

Sandra Fjellsaune

Magnus Austgulen Hestnes

Byggingeniør, Bacheloroppgave (BYG350)

Fakultet for ingeniør- og naturvitenskap

Trond Einar Martinsen

22.mai 2023

Vi bekrefter at arbeidet er selvstendig utarbeidet, og at referanser/kildehenvisninger til alle kilder som er brukt i arbeidet er oppgitt, jf. *Forskrift om studium og eksamen ved Høgskulen på Vestlandet, § 12-1.*

Innholdsfortegnelse

Forord	v
Sammendrag	vi
Abstract	vii
Figurliste	viii
Tabelliste	xi
1. Innledning	1
1.1. Bakgrunn.....	1
1.2. Prosjektet.....	1
1.3. Problemstilling.....	2
1.4. Avgrensinger	2
1.5. Metode	3
1.6. Programvarer.....	3
1.6.1. PTC MathCad Prime 9.0.0.0	3
1.6.2. FEM-Design 22 3D Frame	3
1.6.3. One Click LCA	3
1.6.4. OS-Prog.....	4
1.6.5. Standarder	4
2. Fornyng av Krohnen	5
2.1. Eksisterende plan.....	5
2.2. Nytt forslag	5
3. Materialer og deres egenskaper	6
3.1. Stål	6
3.1.1. Bruksvennlighet	6
3.1.2. Miljø.....	7
3.1.3. Brann	8
3.1.4. Lyd	8
3.2. Betong	9
3.2.1. Bruksvennlighet	9
3.2.2. Miljø.....	10
3.2.3. Brann	11
3.2.4. Lyd	11
3.3. Tre.....	12
3.3.1. Massivtre	12

3.3.2.	Bruksvennlighet	12
3.3.3.	Miljø	13
3.3.4.	Brann	14
3.3.5.	Lyd	15
4.	Laster.....	15
4.1.	Egenlast	16
4.2.	Nyttelast	16
4.3.	Snølast	17
4.4.	Vindlast	19
4.5.	Skjevstillingslast/ geometrisk avvik	20
4.6.	Påkjøringslast.....	20
4.7.	Seismisk last.....	21
4.7.1.	Utelatelseskriterium	21
5.	Beregning i FEM-design	26
5.1.	Modellering av bæresystem	26
5.1.1.	Koblinger.....	26
5.1.2.	Opplagerbetingelser	26
5.2.	Laster	27
5.3.	Elementkontroll.....	29
5.4.	Modal analyse.....	30
5.5.	Resultater og vurdering	31
5.5.1.	Stabilitet.....	31
5.1.1.	Kapasitet	31
5.1.2.	Seismisk last.....	32
6.	Dimensjonering.....	34
6.1.	Dekke	35
6.2.	Bjelker	38
6.2.1.	IPE	38
6.2.2.	Hatteprofil.....	39
6.3.	Søylar	41
6.3.1.	HUP	42
6.3.2.	Rektangulært	43
6.4.	Avstivning	43
6.4.1.	Data fra V-skive	45
6.4.2.	Skiver	45

6.4.3.	Veltemoment.....	46
6.4.4.	Krav til forskyvning.....	48
6.5.	Forankring i fundament.....	50
7.	Sammenligning.....	53
7.1.	Bruksvennlighet.....	54
7.2.	Brann.....	55
7.3.	Lyd.....	57
7.4.	Klima og miljø.....	58
7.4.1.	Startfasen.....	58
7.4.2.	Klimautslipp.....	59
7.4.3.	Sammenligning av utslipp.....	61
7.4.4.	Resultat.....	62
7.4.5.	Materialkostnad.....	63
8.	Konklusjon.....	66
9.	Forslag til videre arbeid.....	67
10.	Referanser.....	68

Forord

Denne bacheloroppgaven er vårt avsluttende arbeid i studiet ved institutt for byggfag ved Høgskolen på Vestlandet, campus Kronstad. Studien omfatter 20 studiepoeng og er skrevet i løpet av vårsemesteret 2023. Arbeidet er utført av Jon Herman Bjercke, Magnus Austgulen Hestnes og Sandra Fjellsaune.

Bacheloroppgaven er gitt av Multiconsult i forbindelse med kontorbygget Krohnen. Vårt hovedfokus vil være å se på betong og stål, en alternativ løsning til konstruksjonen som er planlagt oppført i massivtre. I tillegg har vi måttet tilegne oss kunnskap om temaer utenfor studiets pensum. Vi har også satt oss inn i beregningsprogrammene FEM-design, OS-prog og One Click LCA.

Inspirasjonen for å skrive en oppgave om de positive og negative aspektene ved to ulike bæresystemer kommer fra de forskjellige konstruksjonsfagene vi har hatt. Vi har tilegnet oss kompetanse og ønsker nå å utforske dette videre ved å sammenligne to ulike bæresystem. Å kombinere vår interesse for konstruksjon med bekymring for klimautslipp i byggenæringen, har vært avgjørende for valg av oppgave. Tre er blitt mer aktuelt som byggemateriale i større konstruksjoner i Norge, og videre utforske muligheter og begrensninger dette fører med seg.

Vi ønsker å takke Multiconsult for denne spennende og dagsaktuelle oppgaven, samt Lars Jårvik for gode råd og veiledning gjennom hele oppgaven. Vi vil også rette en stor takk til vår interne veileder Trond Einar Martinsen for engasjementet, gode veiledningstimer og oppfølging under hele semesteret. Til slutt, Christian Hervold fra Norconsult som har vært en viktig bidragsrytter for FEM-modellen vår.

Sammendrag

Krohn er et pågående nybygg der hovedmateriale i konstruksjonen er massivtre.

Tradisjonelt blir løsninger i tre ofte betraktet som bærekraftige sammenlignet med stål- og betongkonstruksjoner. For å undersøke denne påstanden, har det blitt utført dimensjonering av et nytt bæresystem.

Formålet med denne evalueringen er å analysere de positive og negative sidene ved to ulike bæresystem. Det er sammenlignet klima, kostnad og kapasitet, der brann- og lydegenskaper er med i vurderingen. Ved å ta hensyn til klimagassutslippene kan en få et helhetlig bilde av de miljømessige konsekvensene. Kostnadsanalysen gir et overordnet prisanslag for hver konstruksjon. Kapasiteten vil ha en positiv innvirkning på arealutnyttelsen, og skaper et mer funksjonelt bygg. Brannsikkerhet og lyd er også tatt i betraktning.

Bygningsmaterialene i de to bæresystemene har forskjellige egenskaper. Stål med høy strekk- og trykkfasthet, er godt egnet i kombinasjon med betonghulldekker. Dette gjør det mulig med lange dekkespenn og åpne arealer, noe som var viktig i prosjektet. Tre har høy fasthet i forhold til vekten, og det kreves tykke elementer ved store spennlengder.

Bæresystemer i tre vil være mer begrenset av bærende vegger og søyler. Store trebygg vil derfor har mindre fleksibilitet sammenlignet med tilsvarende bygg i stål og betong.

Dimensjoneringen er gjort med beregningsprogrammer og kontrollert manuelt. Prosjektet er i en tidlig fase av byggeprosessen og dimensjoneringen er utført med utgangspunkt i eksisterende arkitekttegninger. Bygget er dimensjonert og beregnet til å tåle lastene i henhold til bestemmelsene i Eurokode.

Abstract

Krohnen is an ongoing new construction project in which the primary construction material is solid wood. Traditionally, timber solutions are often considered sustainable compared to steel and concrete structures. To investigate this assertion, the dimensioning of a new structural system has been conducted.

The purpose of this evaluation is to analyze the positive and negative aspects of two different load-bearing systems. Climate, cost, and capacity have been compared, where fire and acoustic properties are included in the assessment. By considering greenhouse gas emissions, a comprehensive understanding of the environmental consequences can be obtained. The cost analysis provides a general price estimate for each construction system. The capacity will have a positive impact on space utilization and create a more functional building. Fire safety and sound insulation have also been taken into consideration.

The building materials in the two load-bearing systems possess different characteristics. Steel, with its high tensile and compressive strength, is well-suited for use in combination with concrete hollow-core slabs. This enables long span lengths and open areas, which were important considerations for the project. On the other hand, wood has a high strength-to-weight ratio, but thicker elements are required for longer spans. Timber load-bearing systems are more constrained by load-bearing walls and columns. Consequently, large timber structures will have less flexibility compared to their steel and concrete counterparts.

The dimensioning has been performed using computational programs and verified manually. The project is in an early stage of the construction process, and the dimensioning has been based on existing architectural drawings. The building has been designed and calculated to withstand loads in accordance with the provisions of the Eurocode.

Figurliste

Figur 1 - Krohnens planlagte fasade med bæresystem i massivtre	2
Figur 2 - Plantegning av eksisterende trebygg	5
Figur 3 - Plantegning av alternativt betong- og stålbygg	6
Figur 4 - Reduksjonsfaktorer for flytegrense avhengig av stålets temperatur	8
Figur 5 - Temperaturforskjeller ved ulikekonstruksjoner	10
Figur 6 - Lydisolasjon for betongvegg	12
Figur 7 - Prinsipp for karbonlagring i tre slik det beregnes i EPD'er idag.....	13
Figur 8 - Forkulling av treverk.....	14
Figur 9 - Formel for formfaktor	17
Figur 10 - Visjon av bygget med tre som bæresystem, demonstrerer fonning	18
Figur 11 - Støtkrefter, avhenger av skulderkant før konstruksjonen.....	20
Figur 12 - Avstander fra byggingen til vei.....	21
Figur 13 – Overskridelses-formel, formel 1.....	23
Figur 14 - Grunnakselerasjon, formel 2.....	23
Figur 15 - Verdier for beregning av vindlast.....	27
Figur 16 - Om byggets struktur for seismisk beregning	28
Figur 17 - Verdier for seismisk beregning	28
Figur 18 - Psi 2 verdien finnes ved Load group data	29
Figur 19 - Psi 2 faktoren avgjør massene som medtas ved seismisk beregning	29
Figur 20 - Elementnettet i FEM-design	29
Figur 21 - Oppsett for seismisk analyse	30
Figur 22 - Søylen som svikter først i bygget	31
Figur 23 - Antall ganger lasten kan ganges før strukturen svikter	31
Figur 24 – Massen i bygget representert av nodene	32
Figur 25 - Første svingning ved seismisk påkjenning	
Figur 26 - Andre svingning ved seismisk påkjenning.....	33
Figur 27 - Dimensjonerende seismisk last.....	34
Figur 28 - Krefter som virker på den mest utsatte bærevegg ved seismiske påkjenninger	34
Figur 29 - Plassering av mest utsatte vegg ved seismisk påkjenning.....	34

Figur 30 - Dimensjoneringstabell for hulldekke	35
Figur 31 - Mest belastede IPE-bjelkens utnyttelse.....	38
Figur 32 - Plassering av den mest momentutsatte IPE-bjelken	
Figur 33 - Tverrsnitt av IPE-bjelken	39
Figur 34 - Plassering av hatteprofil.....	39
Figur 35 - LB- og DLB- bjelker	40
Figur 36 - Plassering av betongbjelke.....	40
Figur 37 - Tverrsnitt av hatteprofil	41
Figur 38 - Arealutnyttelse.....	41
Figur 39 - Utnyttelse av mest påkjent stålsøyle	42
Figur 40 - Plassering av mest påkjent stålsøyle	
Figur 41 - Tverrsnitt av HUP200x200x10.....	42
Figur 42 - Utnyttelse av mest påkjent betongsøyle	43
Figur 43 - Plassering av mest påkjent betongsøyle	
Figur 44 - Tverrsnitt av betongsøyle.....	43
Figur 45 - Plantegning som illustrerer avstivningssystemet	44
Figur 46 - Modulnett fra V-skive basert på plantegning	45
Figur 47 - Oversiktsbilde av skivene	45
Figur 48 - Høyder på bygget	48
Figur 49 - Utrekning, forskyvning fra V-skive i bruksgrense	49
Figur 50 - Forskyvning vist i FEM-design sett fra vestfløyen av bygget	49
Figur 51 – Lasttilfelle nr.2: Vind y-retning.....	50
Figur 52 - Skive tre og fem vist i FEM-design	50
Figur 53 - Dywidag stangforankring	51
Figur 54 – Masser til sjakt 3 og 5, for alternativt bæresystem	51
Figur 55 - Masser til sjakt 3 og 5, for bæresystem i tre.....	52
Figur 56 – Resultater for egenlasten	52
Figur 57 - Opplagerreaksjoner for egenlast	52
Figur 58 - Lastkombinasjon hvor vindlasten er dominerende	53
Figur 59 - Opplagerreaksjoner fra vindlast.....	53
Figur 60 - Brannklasser for byggverk.....	55

Figur 61 - Brannbeskyttelse for stålmateriale	56
Figur 62 - Sandwichprinsippet med rockwool-isolering.....	57
Figur 63 - Byggets livsløp	59
Figur 64 - Utslipp av stål og betong.....	60
Figur 65 - Utslipp av massivtre	60
Figur 66 - Livssyklus-stadier for stål og betong	61
Figur 67 - Livssyklus-stadier for massivtre	61
Figur 68 - Total miljøpåvirkning fra livsløpsvurdering i stål og betong.....	62
Figur 69 - Total miljøpåvirkning fra livsløpsvurdering i tre.	62
Figur 70 - Bundet karbonreferanse i tre.....	63
Figur 71 - Bundet karbonreferanse i stål og betong	63

Tabelliste

Tabell 1 - Oversikt over benyttede standarder	4
Tabell 2 - Egenlasten til ulike komponent	16
Tabell 3 - Nyttelastenes verdi og kategori	17
Tabell 4 - C-faktorer for vindlast	19
Tabell 5 - Valg av seismisk klasse	22
Tabell 6 - verdier for grunnforholdene	23
Tabell 7 - Berggrunnens akselerasjon for ulike kommuner	24
Tabell 8 - Oversikt over utelatelseskriterier for seismisk beregning	25
Tabell 9 - Resonansfrekvenser for typiske hulldekker.	36
Tabell 10 - Svingningsoversikt for hulldekker	36
Tabell 11 - Gulvfrekvens ved ulike aktiviteter	37
Tabell 12 - Resultantkrefter fra lastkombinasjon 1.....	46
Tabell 13 - Resultantkrefter fra lastkombinasjon 2.....	46
Tabell 14 - Utnyttelse for lastkombinasjon 1	47
Tabell 15 - Utnyttelse for lastkombinasjon 2	47
Tabell 16 - Maks forskyvning i bruksgrense i V-skive.....	48
Tabell 17 - Maks forskyvning i bruksgrense i FEM-design	49
Tabell 18 - Virksomheter med tilhørende risikoklasse, ref §11-2	55
Tabell 19 - Prisanslag.....	64

1. Innledning

1.1. Bakgrunn

Byggebransjen har i lang tid vært preget av stål og betong som de primære byggematerialene på grunnlag av deres egenskaper som styrke og holdbarhet (NorskByggebransje, 2021). Imidlertid har en økende bekymring for klimaendringer og behovet for bærekraftige konstruksjonsløsninger, tvunget frem innovative måter å benytte seg av trevirke på.

Tre har blitt ansett som mindre aktuelt sammenlignet med betong og stål, men har i senere tid vist seg å være en bærekraftig utfordrer. Som et CO₂-nøytralt og fornybart materiale, kombinert med et lavt energiforbruk er det blitt mer vanlig å benytte seg av trevirke i større konstruksjoner (Bartolomei, 2021). Ved å bygge i trevirke skal CO₂-avtrykket reduseres med 50% (GC Rieber, 2021).

For å kunne undersøke fordelene og ulempene ved de nevnte materialene, var det derfor ønsket å modellere et alternativt bæresystem i stål og betong. Ved hjelp av dette kan en sammenligne ulike temaer basert på denne modellen. Dette er spesifisert under problemstillingen.

1.2. Prosjektet

Krohn er et kontorbygg på 6130 m² som skal oppføres i Solheimsviken. Det er prosjektert til å være et BREEAM-sertifisert og nullutslipps-bygg (GC Rieber, 2021). Prosjektet er utført av Multiconsult i samarbeid med GC Rieber, og er planlagt ferdigstilt i 2024. I byggets 5 etasjer er det lagt til rette for 300 kontorplasser, personalrestaurant, garderobes og sykkelparkering. Med et høyt fokus på bærekraft og lavt klimafotavtrykk er det benyttet massivtre kontra betong og stål som materiale for konstruksjonen.



Figur 1 - Krohnens planlagte fasade med bæresystem i massivtre
fra https://krohnens.gcrieber-eiendom.no/?utm_source=google&utm_medium=cpc&utm_campaign=krohnens&gad=1&gclid=CjwKCAjwjYKjBhB5EiwAiFdSfh0b56dosW23iWxtAvmwfydeNrkjEH3NipctFacf2hx1ACG5sCqGuxoCN6kQAvD_Bw

1.3. Problemstilling

Hensikten med bacheloroppgaven er å dimensjonere et nytt bæresystem bestående av stål og betong. Grunnlaget for dimensjoneringen er basert på krav fra Norsk Standard og er modellert i FEM-design. Kontrollberegninger er gjort for hånd og sjekket med data fra benyttede beregningsprogrammer. Sammenligningen av de to bæresystemene tar for seg egenskapene hos de ulike materialene. Ved en samlet vurdering der kapasitet, kostnad og klima er hovedelementene, skal det gi en indikasjon for hvilken løsning som er mest gunstig.

«Dimensjonering av bæresystem i stål og betong kontra massivtre, som hovedsakelig sammenlignes med hensyn på kapasitet, kostnad og klima»

1.4. Avgrensinger

For gjennomføring av oppgaven må prosjektets omfang begrenses.

Det er antatt følgende:

- Antar at fundament og grunnforhold har tilstrekkelig kapasitet
- Det er tatt utgangspunkt i at alle knutepunkter har tilstrekkelig kapasitet
- Tar kun for oss skive tre og fem ved beregning av veltemoment

1.5. Metode

Arkitekttegningene fra Multiconsult var utgangspunktet for arbeidet og det ble senere utlevert IFC-filer som viste bygningen i 3D med mål. I startfasen var det nødvendig å kartlegge et bilde av hvordan prosjektet skulle se ut. Det ble satt av mye tid til å utforske ulike beregning- og modelleringsprogrammer knyttet til Krohnen-bygget. Programmene som er blitt tatt i bruk er basert på nøye gjennomgang av problemstillingen til alternativstudiet, møter med interne og eksterne veiledere og tidligere studier som er gjort.

Teoridelen og beregninger er basert på Betongelementboken, konstruksjonsfag, Byggforsk og andre relevante kilder. Dimensjonering er i henhold til Norsk Standard og forskrifter. Livssyklusanalyse er gjort på bakgrunn av Norske EPD-er.

1.6. Programvarer

1.6.1. PTC MathCad Prime 9.0.0.0

MathCad er en teknisk beregningsprogramvare som lar brukeren utfører matematiske beregninger og presenterer dem på en visuell og interaktiv måte. Programvaren kombinerer tekst, matematiske uttrykk og grafikk i samme dokument for enklere presentasjon og deling av beregninger og analyser.

1.6.2. FEM-Design 22 3D Frame

FEM-design 22 3D Frame er programvare for analyse og design av konstruksjoner ved hjelp av FEM (Finite Element Method). Den gir ingeniører et verktøy for å optimalisere konstruksjonenes styrke, stabilitet og mulighet for 3D-visualisering.

1.6.3. One Click LCA

One Click LCA er en programvare for livssyklusanalyse og miljøvurdering av bygg og infrastrukturprosjekter. Programmet gir muligheter til å beregne miljøpåvirkningen fra byggeprosjekter, og optimaliserer systemene. One Click LCA er et verdifullt verktøy for å kartlegge klimafotavtrykk for kommende bygg, før oppføring.

1.6.4. OS-Prog

Ove Sletten-programmene er utviklet av sivilingeniør Ove Sletten. Sletten Byggdata leverer dataprogrammer for dimensjonering av ulike konstruksjonsdeler.

Ove Sletten V-skive er et program som beregner hvordan horisontale krefter fordeler seg gjennom byggets avstivningssystem. Programmet er også benyttet til å finne forskyvning i toppen av konstruksjonen, reaksjonskrefter som oppstår fra vind og kontroll av moment som forekommer i de utvalgte sjaktene.

OS-prog Lastberegning kontrollerer vindlast og snølast, som kan settes opp mot håndberegninger.

1.6.5. Standarder

For å sikre at bygget oppfyller alle relevante krav, er det hentet ut formler, verdier og beregningskrav fra Eurokoder og aktuelle standarder. I tabell 1 gis en oversikt over alle standarder som er brukt i beregningene. Ved Eurokoder som grunnlag for beregningene, sikres det at bygget konstrueres på en trygg og effektiv måte.

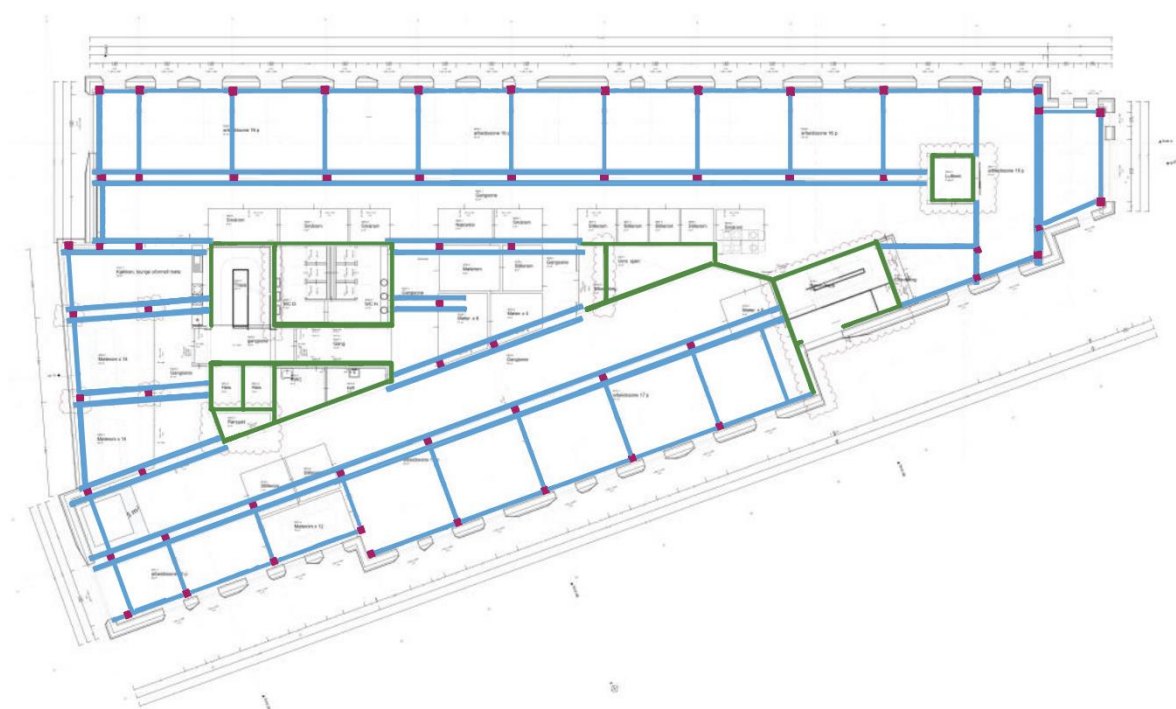
Standard		Forkortelse
NS-EN 1990	Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.	EC0
NS-EN 1991-1-1	Laster på konstruksjoner	EC1-1
NS-EN 1993-1-1	Prosjektering av stålkonstruksjoner	EC3-1
NS-EN 1993-1-8	Knutepunkt og forbindelser, stålkonstruksjoner	EC3-8
NS-EN 1992-1-1	Prosjektering av betongkonstruksjoner	EC2
NS-EN 1995-1-1	Prosjektering av trekonstruksjoner	EC5-1
NS-EN 1995-1-2	Brannteknisk dimensjonering, trekonstruksjoner	EC5-2
NS-EN 1991-1-4	Allmenne laster, Vindlaster	EC1-4
NS-EN 1991-1-3	Allmenne laster, Snølaster	EC1-3
NS-EN 1991-1-7	Allmenne laster, Ulykkeslaster	EC1-7
NS-EN 1998-1	Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning	EC8
NS-EN 1997-1	Geoteknisk prosjektering	EC7

Tabell 1 - Oversikt over benyttede standarder

2. Fornyng av Krohnen

2.1. Eksisterende plan

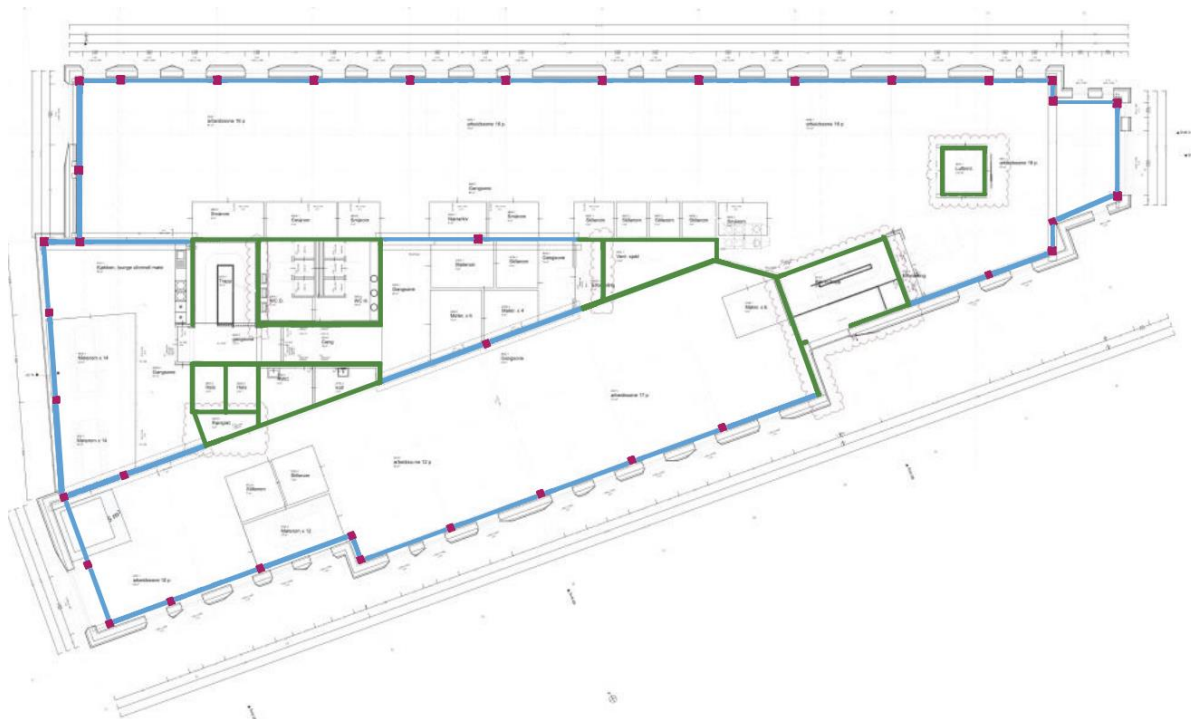
Den prosjekterte konstruksjonen består av 60 søyler i massivtre i hver etasje (figur 2), som gir et sterkt og solid bæresystem. Selv om mange søyler begrenser fleksibiliteten, styrker det konstruksjonens robusthet. Bruken av kortere spennvidder muliggjør effektive rominndelinger, som er ideelt for kontorlokaler. Med tre som byggemateriale gis et estetisk og godt inn klima (M. R. Glasø & Husby, 2019).



Figur 2 - Plantegning av eksisterende trebygg

2.2. Nytt forslag

I det alternative bæresystemet vil antall søyler endres fra 60 til 37 per plan, som vist i figur 3. På bakgrunn av at de fleste søylene er plassert ut mot fasaden, resulterer det i flere muligheter til ulike planløsninger. Dette gir betydelige fordeler for arkitektonisk frihet, og lar designere tilpasse rommet til forskjellige bruksområder.



Figur 3 - Plantegning av alternativt betong- og stålbygg

3. Materialer og deres egenskaper

3.1. Stål

Stål som byggemateriale er kjent for sine gode egenskaper ved trykk og strekk. På tross av sin lave egenvekt har materialet stor kapasitet, som gjør til et utbredt byggemateriale (Knudsen, 2020; Eriksson, u.å.).

3.1.1. Brukvennlighet

Stål er et fleksibelt materiale som kan formes og bearbeides på forskjellige måter, avhengig av hva som er behovet. Dette gjør at stål kan brukes til en rekke forskjellige produkter og konstruksjoner. Alt fra enkle rør og stenger, til mer komplekse strukturer som broer og større bygninger. Med høy motstandskraft mot variert klima, har materialet evnen til å tåle betydelige temperaturvariasjoner uten å miste sin styrke (Total Materia, 2023). Denne egenskapen gjør stål spesielt egnet i situasjoner hvor lang levetid og minimalt vedlikehold er nødvendig.

Stålets evne til å fordele strekkraftene gjennom sin struktur bidrar til å opprettholde strukturell integritet, motstand mot deformasjon og sammenbrudd. På en annen side kan stål være mer sårbart for trykkbelastninger, spesielt i situasjoner der slankheten og geometrien til strukturen kan føre til vipping eller knekking av materialet. Det er derfor viktig å vurdere stålets egenskaper nøye i forhold til de påførte belastningene (Solberg et al., 2023). I praksis betyr det at stål ofte brukes i konstruksjoner som utsettes for strekkbelastning, for eksempel i spennkabler og dragere. Samtidig kan stål også være velegnet til å tåle trykkbelastning, avhengig av konstruksjonen og hvordan materialet er utformet.

3.1.2. Miljø

Stål er et materiale som har en ambivalent miljøpåvirkning, avhengig av produksjons- og bruksscenarioer. En vesentlig utfordring knyttet til stålproduksjon er den høye energi- og ressurskostnaden sammenlignet med andre materialer. Produksjonen av stål er energiintensiv og involverer store mengder fossilt brensel, noe som fører til utslipp av klimagasser og andre skadelige stoffer (Solberg et al., 2023).

Stålindustrien utgjør en betydelig andel av verdens karbondioksid-utslipp, med omtrent 8% av det totale globale utslippet (Hansen, 2022). Å redusere utslippene fra stålproduksjonen er en vesentlig utfordring på grunn av det høye energiforbruket som er involvert. Fremtidige tiltak som økt gjenbruk, kan redusere både energiforbruket og CO₂-utslippene i stålindustrien (Norsk stål, 2022b).

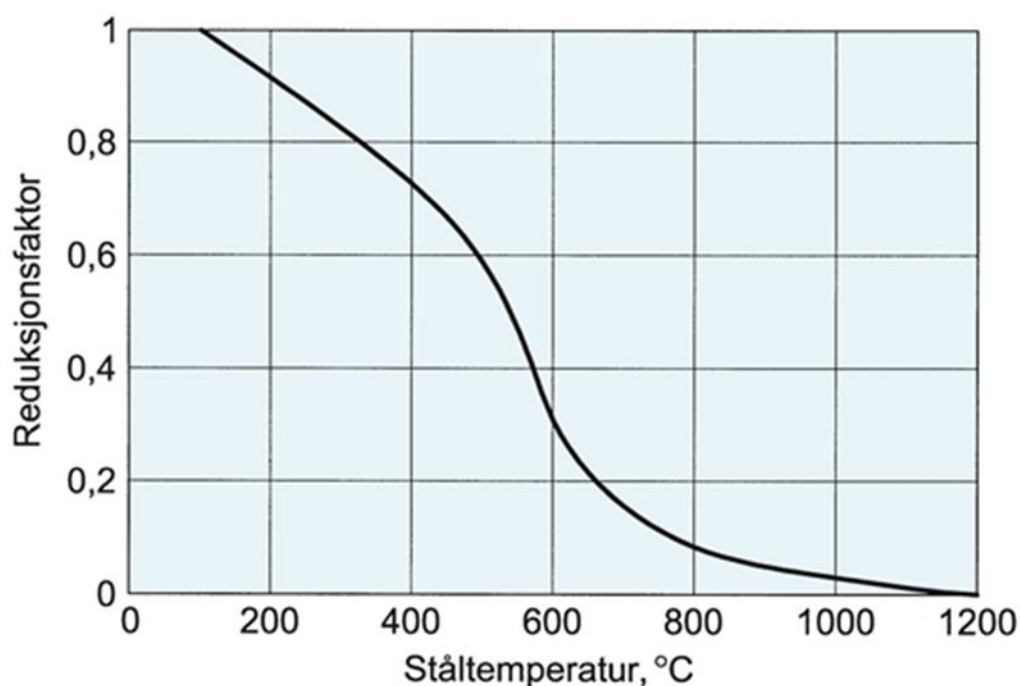
For å redusere de negative miljøvirkningene av stål, kreves økte investeringer i bærekraftige produksjonsmetoder og teknologier. Dette inkluderer tiltak som økt bruk av fornybar energi og karbonfangst. Det bør også legges vekt på økt resirkulering og gjenbruk av stål, samt utvikling av mer miljøvennlige metoder for utvinning og bearbeiding av råvarer som brukes i stålproduksjonen (Stålteknikk, u.å.).

Stål er et resirkulerbart materiale som kan gjenvinnes og brukes på nytt flere ganger uten å miste sine fysiske egenskaper. Dette fører til reduksjon av avfallsmengden og redusert behov for ny råvareutvinning. Videre har stål en lang levetid og krever minimalt vedlikehold, noe som gjør det til et robust og pålitelig materiale for konstruksjoner som skal tåle krevende miljøforhold og langvarig belastning.

3.1.3. Brann

Stål er et materiale med ugunstige brannegenskaper. På tross av at stål ikke er brennbart, svekkes kapasiteten når det utsettes for brann. Bygninger der stålet er en viktig strukturell komponent, vil konstruksjonen miste stabilitet og sikkerhet ved brann.

Ved høye temperaturer vil stålets styrke gradvis avta, det vil dermed oppstå deformasjoner og bøyninger i materialet. Temperaturen som kreves for å svekke stålet varierer, avhengig av dimensjonene og stålqualität. Generelt vil stålet miste 50% av sin fasthet når temperaturen overstiger 500°C (Byggforsk, 2020).



Figur 4 - Reduksjonsfaktorer for flytegrense avhengig av stålets temperatur

fra https://www.byggforsk.no/dokument/314/brannbeskyttelse_av_staalkonstruksjoner

For å motvirke svekkelsen av stål i brannsituasjoner, kan flere tiltak benyttes. Det er mulig å anvende brannhemmende belegg som gips, mineralull og brannmaling. I tillegg kan stål kombineres med andre materialer, for eksempel betong, som kan bidra til å redusere varmeoverføringen til stålet.

3.1.4. Lyd

Vanligvis er stål ikke det foretrukne materialet når en forsøker å redusere støy eller lyd. Stål har begrensede egenskaper når det gjelder lyddemping, da det har en tendens til å

reflektere og overføre lydbølger i stedet for å absorbere dem. Derfor brukes stål sjeldent som et primært lydreduserende tiltak.

Et unntak fra dette er bruken av sandwichelementer med rockwool i midten mellom to stålplater. Rockwool isolasjonen fungerer som et lydabsorberende lag, som gjør det mulig å oppnå bedre lydisolering, spesielt i situasjoner der det er behov for å begrense støy (Rockwool, u.å.).

3.2. Betong

Betong er verdens mest brukte byggemateriale og kan spores tilbake i lang tid (WeberNorge, u.å.). Betong består av vann, sement og tilslag av sand og stein. Egenskapen til betongen vil avhenge av blandingsforhold, som til slutt blir klassifisert ut ifra bestandighet og fasthet.

3.2.1. Bruksvennlighet

Betong anses som et robust og bestandig materiale, som er godt egnet til å kunne forme ulike elementer i et bygg. Betong har solide kompresjonsegenskaper, samtidig som strekkeegenskapene er begrenset. For å kunne utnytte betongen maksimalt, tas armering i bruk for å kompensere for strekkeegenskapene (Thue, 2022).

Betong kan enten produseres in situ med ulike typer forskaling, eller transporteres til byggeplass som prefabrikkert. Dette gir en økt grad av fleksibilitet, og åpner for mulighet til å bygge komplekse strukturer. Dessuten kan betong være utsatt for sprekker og behov for reparasjon over tid..

Betong kan imidlertid by på utfordringer i visse tilfeller. Materialet er tungt og derfor vanskelig å håndtere, spesialisert utstyr kreves derfor til transport og plassering. Dette kan være spesielt utfordrende i mindre prosjekter som krever høy grad av presisjon og finjustering.

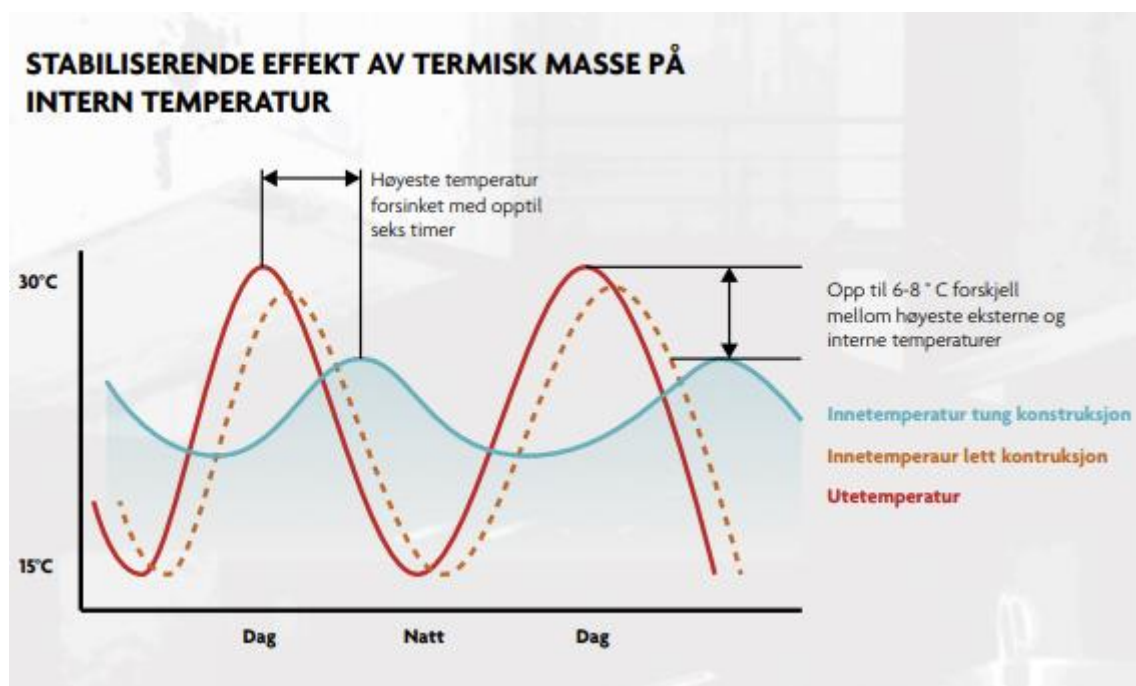
For å være konkurransedyktig er det blitt tvunget frem ny teknologi innen betongindustrien. For eksempel kan pumpeutstyr brukes til å transportere betong på områder som er vanskelig å komme til, og vibrasjonsutstyr brukes til å sikre at betongen blir tett og uten luftlommer (*Fakta om betong*, u.å.).

3.2.2. Miljø

Betongproduksjon og bruk av betong i konstruksjoner fører til utslipp av klimagasser og annen forurensning. Bruken av store mengder naturressurser, utgjør en vesentlig del av miljøutfordringen knyttet til betong. Det er anslått at sement som inngår i betongproduksjonen står for 7-8% klimagassutslippene globalt (Kvellheim & Bramslev, 2020).

Det finnes imidlertid tiltak for å redusere miljøpåvirkningen fra betongproduksjonen. I en artikkel fra Bygg.no kan bruken av alternative bindemidler til sement, som for eksempel slagg og aske, redusere klimagassutslippene med opptil 80 % (Hjelle & Houg, 2019). Gjenvinning av betong kan også ha en positiv innvirkning på miljøet ved å redusere klimagassutslippene opptil 30% (Miljødirektoratet, u.å.). Dette skyldes redusert behov for produksjon av ny sement og utvinning av råvarer (WeberNorge, u.å.).

Betong har også egenskaper som kan bidra til energieffektivitet i bygninger. Som et energireservoar kan betong lagre og frigjøre varme, avhengig av faktorer som varmekapasitet og konduktivitet. Disse egenskapene kan tilpasses til døgnetts temperatursyklus og bidra til å opprettholde et behagelig inneklima. Ved å utnytte betongens energireservoar kan en redusere behovet for ekstra energitilførsel til oppvarming eller kjøling av bygninger, vist i figur 5 (Sørli, 2016).



Figur 5 - Temperaturforskjeller ved ulike konstruksjoner

fra <https://betong.net/wp-content/uploads/17966-Visste-du-dette-om-betong-og-milj%C3%B8-WEB.pdf>

3.2.3. Brann

Betong har høy motstand mot varme og stigende temperaturer. Dette skyldes hovedsakelig dens lave termiske konduktivitet, som gjør materialet motstandsdyktig under brann.

Materiale er svært egnet for brannsikring av bygninger i Norge. I henhold til Byggforsk kan betong bidra til å begrense brannspredning og økt sikkerhet (Friquin et al., 2021). En annen fordel med betong i forhold til brann er at den ikke avgir giftige gasser ved høy temperatur.

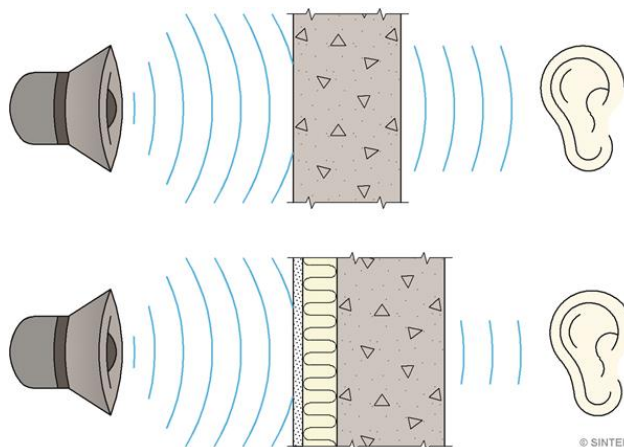
Selv om betong er motstandsdyktig mot brann, kan den sprekke eller bryte sammen under ekstreme forhold. Det er derfor essensielt å inspisere betongkonstruksjoner regelmessig for å sikre tidlig oppdagelse og utbedring, ved eventuelle skader.

Når det gjelder krav til brannsikkerhet i bygg, er dette regulert i Byggteknisk forskrift (Direktoratet for byggkvalitet, 2017). Her er det spesifisert krav til brannmotstand, der betong er et velegnet materiale for å møte disse kravene.

3.2.4. Lyd

Betongens lydisolerende egenskaper skyldes hovedsakelig dens høye masse og stivhet, som generelt gir reduksjon av lydoverføringen (Norsk betongforening, 2018). Et tungt og stivt materiale er utfordrende å sette i bevegelse av lydbølger, dermed reduseres overført lydenergi. For betong skaper dette en effektiv lydisolasjon for både luftbåren lyd som stemmer og musikk, samt strukturlyd fra fottrinn og slaglyder (Sørli, 2016).

Betongens lydisolerende egenskaper avhenger ikke bare av selve betongmaterialet, men også hele konstruksjonen og tilknyttede elementer. Ved å ta i bruk lydisolerende materialer som isolasjonslag (figur 6), lyddempende membraner og avstandsstykker, kan betongkonstruksjonens ytterligere lyddempende evner forbedres (Norsk betongforening, 2018). I tillegg vil en optimal planløsning som unngår flankeoverføring og bruk av effektive knutepunktløsninger, oppnå god lydisolering.



Figur 6 - Lydisolasjon for betongvegg
fra

https://www.byggforsk.no/dokument/378/lydisolasjon_for_massive_innervegger

3.3. Tre

Tre er et av de eldste, mest allsidige og bærekraftige byggematerialet på markedet. Ifølge en artikkel på nettstedet til Norsk institutt for bioøkonomi har bruken av tre økt de siste årene, som følge av miljøvennlige egenskaper (NIBIO, 2021).

3.3.1. Massivtre

Massivtre, også kjent som CLT (Cross Laminated Timber), har blitt mer populært som et bærekraftig alternativ til tradisjonelle byggematerialer. Dette er på grunn av treets naturlige evne til å lagre karbon, samt høy styrke og stabilitet (Splitkon, u.å.). Massivtre består av flere lag som er limt sammen i en kryss-laminert konstruksjon. Dette resulterer i et sterkt materiale med fiberretning i begge retningene. Denne konstruksjonsmetoden gir også økt brannmotstand og støydemping. CLT har rask monteringsfase, som gjør det godt egnet for prefabrikkerte bygninger eller prosjekter med stramme tidsrammer. Med søkelys på bærekraftig bygging og innovative materialer, vil massivtre sannsynligvis fortsette å være en viktig del av fremtidens byggenæring.

3.3.2. Bruksvennlighet

Tre er et allsidig byggemateriale som har flere fordeler. En av de viktigste egenskapene ved tre er at det er relativt billig og lett håndterbart. Ved enkel bearbeiding og montering, kan dette ha positiv innvirkning på kostnadene i byggeprosessen. Høyt fuktinnhold kan dessuten skape utfordringer, da det kan forårsake råteskader og deformasjoner.

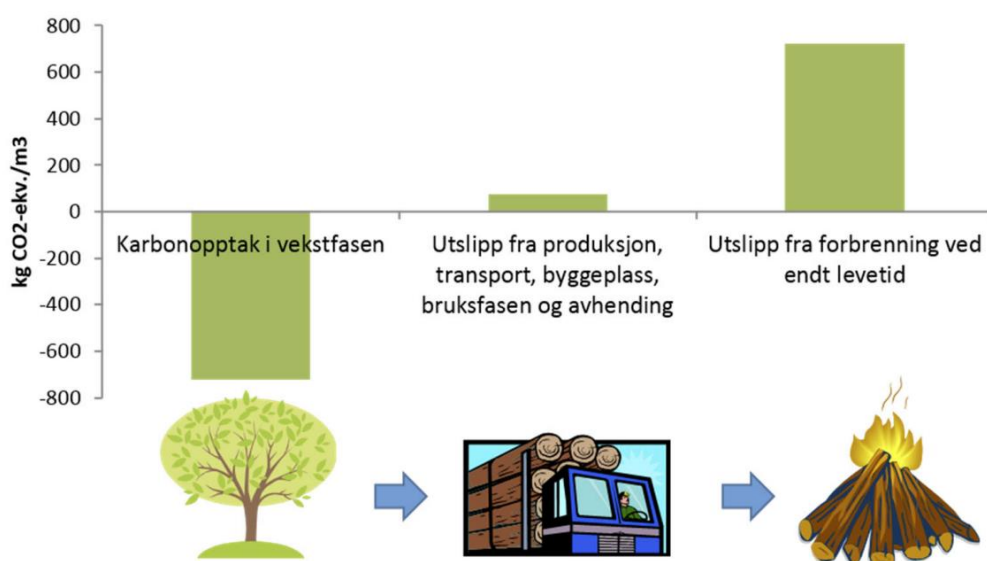
Til tross for positive egenskaper, må det også tas hensyn til ulempene massivtre medfører. Tre har begrensede evner til å bære tunge laster over lange spennvidder, og egner seg derfor dårlig i store, åpne strukturer. Det er derfor nødvendig med ekstra støttepunkter for å sikre tilstrekkelig stabilitet der trekonstruksjonen er bærende.

Begrensninger tre fører med seg, kan likevel være fordelaktig for bygninger med behov for mindre rom og begrenset spennvidde. Ifølge en studie fra Tekna er nesten 80% av nyere studentboliger oppført i massivtre. Tilsvarende vil en av fire nye skolebygg også bygges i tre frem mot 2025 (Tekna, 2019).

3.3.3. Miljø

Massivtreets isolerende egenskaper fører til lavere energiforbruk, som spiller en viktig rolle i det totale miljøregnskapet. Dette skyldes en fornybar ressurs med naturlig isolasjonsevne og fuktighetsregulering.

Bruk av treprodukter kan bidra til å redusere utslipp av klimagasser, da CO₂ tas opp og lagres som biomasse. Materialet kan også erstatte CO₂-intensive alternativer, og gir et negativt utslipp i løpet av livssyklusen. Skogbruk kan øke karbonlagringseffektiviteten, ved å omforme skog til treelementer. Da etableres ung skog som absorberer CO₂ raskere, og det dannes en bærekraftig syklus. Økt bruk av trevare kan være en viktig bidragsyter til å nå Norges mål i henhold til Parisavtalen, om reduksjon av klimagassutslipp (FremtidensBygg, 2017).



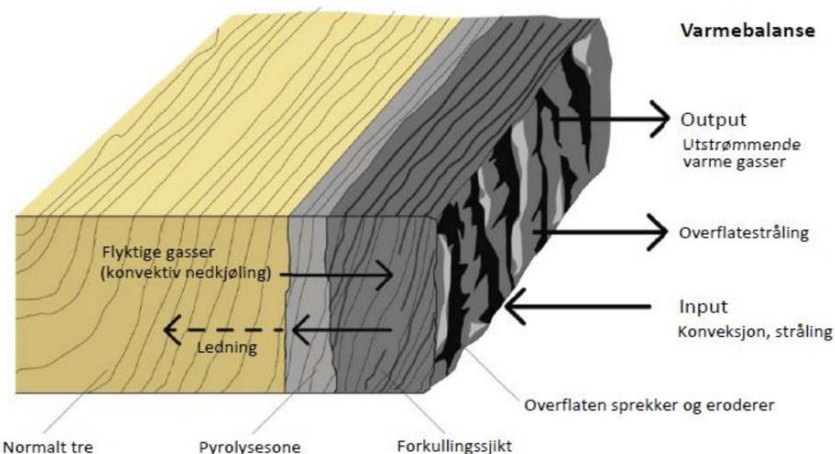
Figur 7 - Prinsipp for karbonlagring i tre slik det beregnes i EPD'er idag

fra https://www.regjeringen.no/contentassets/72688a1ce00a423bb97ae6ca8bd286fa/nibio_rapport_2020_6_20-08.06.2020-publ..pdf

Ifølge Parisavtalen har Norge forpliktet seg til å redusere klimagassutslipp med minst 40% innen 2030, sammenlignet med 1990-årene (FN, 2020). Et økt bruk av trevarer i bygg- og anleggssektoren kan bidra til å oppfylle denne forpliktelsen, da tre har et lavere karbonavtrykk enn andre materialer som brukes. Dette skyldes at trærne i løpet av livsperioden binder karbondioksid, som er lagret i treprodukter. For å sikre bærekraft i hele verdikjeden, er det avgjørende å benytte seg av trevirke fra nærliggende skoger. Ved å velge tre som byggemateriale kan man bidra til å redusere klimagassutslipp og samtidig bevare naturressurser (Splitkon, 2021).

3.3.4. Brann

Regjeringen i Norge påpeker at tre er et brennbart materiale som kan antennes og brenne relativt raskt (Regjeringen, 2017). Det er derfor viktig å ta hensyn til brannsikkerheten i trekonstruksjoner, ved å ta i bruk ulike tiltak for å redusere brannrisikoen og øke brannsikkerheten. Dette kan inkludere impregnering av treverket med brannhemmende midler, bruk av brannceller og brannsikre systemer som automatiske sprinkleranlegg eller røykventilasjon (Regjeringen, 2017).



Figur 8 - Forkulling av treverk

fra https://www.limtreforeningen.no/images/bilder/Fullstendig_brannforl%C3%B8p_i_limtrekonstruksjoner.pdf

Ifølge en artikkel på nettstedet til Splitkon, har massivtre gode brannsikkerhetsegenskaper på grunn av dens byggestruktur. Materialets dårlige varmeledningsevne forårsaker lav innbrenningshastighet. En studie fra SINTEF viser at massivtre i praksis motstår brann i mer enn 60 minutter uten å miste sin bæreevne (Friquin & Denstad, 2020). Når massivtre eksponeres for brann, vil overflaten som først rammes forkulle og beskytte de underliggende

lagene, samt at stivhet og fasthet opprettholdes. Dette åpner for bedre tid til brannslukking og evakuering. For å bevare brannsikkerheten i bygninger, er det viktig å overholde gjeldene reguleringer og forskrifter i henhold til kravene i §11 i (TEK17, 2017).

3.3.5. Lyd

Tre er kjent for å være et materiale med lav tetthet og dermed lav vekt. Den lave vekten til tre kan medføre flere fordeler i konstruksjonen. Imidlertid er det viktig å påpeke at lette materialer har en tendens til å være mer mottakelige for svingninger, spesielt ved lave frekvenser. Lydisolering i byggverk avhenger ofte av det tettheten i konstruksjonen, særlig i knutepunkter og rundt gjennomføringer. Dette prinsippet gjelder uavhengig av materiale. Ved dette oppnås et behagelig og støyreduert innemiljø (G. Glasø, 2011).

Ved å kombinere treverket med andre materialer av høy lydabsorpsjonsevne kan en optimalisere bygningens akustikk. I en artikkel fra Treteknisk.no, kan kombinasjonen av treverkets evne til å absorbere lyd parallelt med mineralullens evne til å redusere etterklang (G. Glasø, 2011). Rommets størrelse og form påvirker lyden, i enkelte tilfeller er det nødvendig med ekstra tiltak for ønsket akustikk (Norsk Treteknisk Institutt, 2016).

I kontorbygg der det ønskes en naturlig rolig atmosfære, må trinnlyd i etasjeskillere og flanketransmisjon tas ekstra hensyn til. Vibrasjonsdemping i gulvet, doble vegger med få koblingspunkter og ekstra isolasjon er alternative tiltak (G. Glasø, 2011).

4. Laster

I designet av en struktur er det viktig å vurdere både permanente og midlertidige belastninger. Egenlasten refererer til vekten av selve konstruksjonen, inkludert fundamentet, vegger, tak og gulv. Nyttelast er derimot den vekten som tilføres strukturen av de menneskene og objektene som skal plasseres innenfor bygningens rammer. Naturlaster som vind, snø og jordskjelv, er også viktige laster å ta hensyn til i designet av en konstruksjon. Påkjenningene varierer avhengig av klimatiske og geografiske forhold, og må evalueres nøye for å sikre bygningens stabilitet og sikkerhet.

4.1. Egenlast

Egenlast er en betegnelse som brukes for å beskrive lastene som oppstår på grunn av konstruksjonens egne deler. Disse lastene inkluderer blant annet vekten av bæresystemet, tekniske installasjoner, etasjeskillere og andre komponenter (tabell 2). Egenlasten betraktes som en permanent last, og skiller seg dermed fra variable laster som kan endre seg over tid. Utrengninger for lasten vises til i vedlegg B1.

Type last	Karakteristisk last
Egenvekt HD 320	4,0kN/m ²
Himling	0,2kN/m ²
Gulv	0,2kN/m ²
Avretning/summing	0,5kN/m ²
Innervegger	0,5kN/m ²
Yttervegger	0,3kN/m ²
Lett tak	0,7kN/m ²
Elektriske føringer	0,5kN/m ²

Tabell 2 - Egenlasten til ulike komponent

Beregningen av egenlasten tar hensyn til materialenes tyngdetetthet, som er et mål for hvor tungt et materiale er i forhold til volumet det opptar. Tyngdetettheten varierer avhengig av hvilket materiale som brukes, og kan derfor ha stor innvirkning på størrelsen av egenlasten.

4.2. Nyttelast

Ved utførelse av nyttelastberegninger benyttes «NS-EN 1991-1-1» og finnes i vedlegg B2. Lastene varierer avhengig av brukskategori som bygningen eller deler av bygningen tilhører. I Krohnen-prosjektet er hovedformålet for bygningen å fungere som et kontorbygg med unntak av én etasje. Unntaket er dedikert til fellesfunksjoner, som sykkelparkering og personalrestaurant.

De fire øverste etasjene i Krohnen er primært ment for kontorlokaler som er klassifisert i kategori B. Dette omfatter rom og områder for arbeid, der personbelastningen ikke overstiger 3,0 kN/m². Nederste etasje, befinner seg i kategori C3, som omhandler arealer

uten hindringer for personer i bevegelse. Kategori C3 tar hensyn til den økte personbelastningen og aktiviteten som typisk oppstår i slike områder, og beregnes til å ikke overstige 5,0 kN/m².

I samsvar med «NS-EN 1991-1-1», vil nyttelastene i hvert område av bygningen beregnes med hensyn til spesifikke krav og retningslinjer for de aktuelle brukskategoriene. Dette sikrer at bygningen er konstruert for å tåle forventede laster i løpet av byggets levetid.

Tabell nyttelaster		
Lasttype	Kategori	q _k
Nyttelast tak	H	0,75 kN/m ²
Nyttelast kontor	B	3,0 kN/m ²
Nyttelast inngangsparti	C3	5,0 kN/m ²

Tabell 3 - Nyttelastenes verdi og kategori

4.3. Snølast

Snølast er en variabel last som beregnes i henhold til Eurokode 1 «NS-EN 1991-1-3». Beregningen av snølast involverer flere faktorer som område, høyde over havet, takets utforming, samt eventuelle fonninger. Beregningen finnes i vedlegg B3.

I dette tilfellet ligger bygget rundt 15 meter over havet (H), som er under høydegrensen (H_g) på 150 meter fastsatt av Bergen kommune. Som følge av dette kan den karakteristiske snølasten (S_k) på flatmark beregnes. Verdien kan hentes fra tabell NA.4.1 (901) uten å ta hensyn til høydefaktor. Videre vil takets geometri være tilnærmet flatt og defineres derfor som et pulttak. For å fullføre beregningen må en også vurdere eksponeringskoeffisienten (C_e) og den termiske koeffisienten (C_t). Krohnen anses ikke for å ikke være betydelig utsatt for vindbelastning eller isolert av andre strukturer. Bygget befinner seg i et område med normal topografi, og den karakteristiske eksponeringsfaktoren (C_e) er fastsatt til 1,0. Taket har normal varmeisolering (C_t), satt til 1,0 da det er tatt høyde for tilstrekkelig isolering.

$$S = \mu_i C_e C_t S_k$$

Figur 9 - Formel for formfaktor

Den karakteristiske snølasten med formfaktoren (S_1) er beregnet til å være $1,6 \text{ kN/m}^2$ for konstruksjonen. Det antas at snølasten er jevnt fordelt over hele taket. Imidlertid er det en innsnevring mellom tredje og fjerde etasje, der fjerde etasje er smalere, illustrert i figur 10. Dette fører til en endring i snølastfordelingen på taket.



Figur 10 - Visjon av bygget med tre som bæresystem

fra <https://www.gcrieber-eiendom.no/baerekraft/byggestart-for-krohnem/>

Det området som er mest eksponert for økt snølast, strekker seg over en lengde på 4 meter. I en konservativ tilnærming antas det at dette området vil fungere som en snøfonning langs bygningens langsider. Den ekstra vektbelastningen som følge av snøfonningen er beregnet til $3,2 \text{ kN/m}^2$. En konsekvens av dette vil lasten på den delen av bygningen som er utsatt for snøfonning øke til $4,8 \text{ kN/m}^2$. Detaljert beregning av snølasten finnes i vedlegg B3. Den økte lasten må tas i betraktning når en dimensjonerer bygningen, for å sikre tilstrekkelig sikkerhet og strukturell integritet under vinterforhold. Det er viktig å merke seg at lokale klimaforhold og bygningsforskrifter kan påvirke kravene til snølast og dimensjonering av bygninger.

4.4. Vindlast

Beregningene for vindlast tar utgangspunkt i standarden «NS-EN-1991-1-4». I henhold til denne standarden er det fastsatt en referansevindhastighet på 26 m/s for Bergen kommune.

Faktorer for referansevindhastighet		
Faktor	Type	Verdi
C_{dir}	Retningsfaktor	1.0
C_{sea}	Årstidsfaktor	1.0
C_{alt}	Nivåfaktor	1.0
C_{prob}	Returperiode	1.0

Tabell 4 - C-faktorer for vindlast

Det er vurdert at faktorene som påvirker beregning av referansevindhastighet er gunstige og kan eventuelt resultere i en reduksjon. Disse er utformet for å reflektere lokale forhold som kan påvirke vindbelastningene på bygninger og konstruksjoner.

Faktorene er vurdert til 1,0, som tilsier ingen reduksjon til referansevindhastigheten. Verdiene ble deretter brukt for å fastsette basisvindhastigheten lik referansevindhastigheten på 26 m/s. Dette blir tatt hensyn til under beregninger av vindhastighet og vindlast, se vedlegg B4.

Det antas at bygningen befinner seg i terrengruhetskategori 3, en kategori som kjennetegner områder med tett bebyggelse og hindringer som kan påvirke vindforholdene. Ved beregning innebærer det å ta høyde for betydelig vindlast.

Bygningen befinner seg i le av Løvstakken, som har en helning på omentrent 13°. Da denne er mindre enn 30°, vil ikke det ha noen innvirkning på vindlastberegningen. Dermed settes turbulensfaktoren (K_i) og terrengformfaktoren (C_0) lik 1,0. Vindlastresultatene er beregnet ved hjelp av håndberegninger utført i PTC Mathcad, og er sammenlignet med resultater i OS-prog fra vedlegg F1.

4.5. Skjevstillingslast/ geometrisk avvik

I følge "Designbasis" utarbeidet av Skanska og COWI for prosjektet «Sjukehuset Nordmøre og Romsdal», refererer skjevstillingslast til last som skyldes enten skjevstilling eller utilsiktede eksentrisiteter i konstruksjonens geometri. Dette påvirker lastene på de ulike konstruksjonsdelene, samt den samlede konstruksjonen. For å vurdere konstruksjonens stabilitet og sikkerhet er det viktig å ta hensyn til skjevstillingslasten (Skanska, 2020).

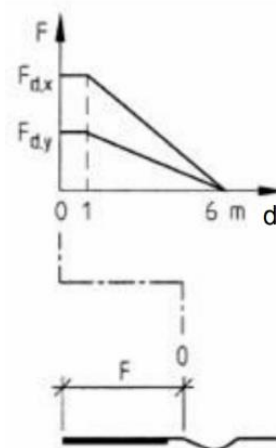
Skjevstillingen tar hensyn til mulige avvik i konstruksjonens geometri ved å vurdere lastens plassering på konstruksjonsdelene. Dette kan føre til en horisontalkraft, som kan sees i vedlegg B5. Avstivningssystemet i konstruksjonen skal være i stand til å håndtere denne kraften.

4.6. Påkjøringslast

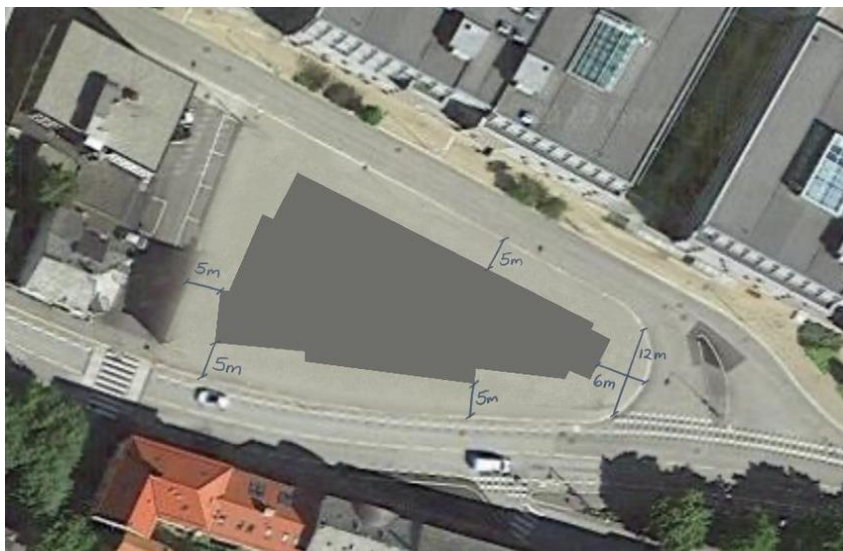
Standarden «NS-EN 1991-1-7+A1» omhandler beregning av påkjøringslast fra ulike typer kjøretøy. For å vurdere påkjøringslast på en bygning, må det tas hensyn til faktorer som høyden kjøretøyet treffer konstruksjonen, fartsgrense og type kjøretøy i det aktuelle området.

I dette tilfellet er det valgt å interpolere mellom personbiler og lastebiler og antatt en treffhøyde på 1 meter. Bygningens beliggenhet er mellom to veier. Veien på nordlige side er regulert av en hastighetsbegrensning på 30 km/t. Veien på den sørlige siden representerer den dimensjonerende hastigheten med en hastighetsbegrensning på 40 km/t. Basert på denne hastigheten kan man estimere en påkjøringskraft på 500 kN, som senere skal justeres basert på bygningens avstand fra veien.

I følge standarden påvirker hellningen av grøftekantene hvordan påkjøringskraften reduseres med avstand fra veien. Dersom hellningen går nedover, vil ikke nødvendigvis kraften synke i samme grad. I dette tilfellet reduseres påkjøringskraften lineært med økende avstand fra veien, basert på figur 11.



Figur 11 - Støtkrefter, avhenger av skulderkant før konstruksjonen



Figur 12 - Avstander fra bygningen til vei

For bygninger som er mer enn 6 meter fra veien, vil standarden anse påkjøringskraften som 0 kN. Imidlertid er bygningen 5 meter fra veien (figur 12), som krever interpolering for å finne den faktiske påkjøringskraften. Etter å ha utført interpoleringen i vedlegg B7, beregnes påkjøringskraften til 84 kN, som er dimensjonerende på søylen.

Det er viktig å merke seg at interpolering og beregning av påkjøringskraft basert på standarden skal tilpasses lokale forhold, som grøftkantens helling og avstand fra veien. Dette sikrer at bygningen er konstruert og dimensjonert på en måte som er tilpasset de faktiske forholdene.

4.7. Seismisk last

Seismiske laster er en påkjenning fra jordskjelv og beregnes etter «NS-EN 1998-1». Selv om jordskjelv sjeldent forekommer på fastlandet i Norge, er det krav om at beregninger foreligger, vist i vedlegg B6.

4.7.1. Utelatelseskriterium

Jordskjelvstandarden inneholder flere utelatelseskriterier som gir muligheten til å ekskludere seismiske laster i dimensjoneringen av en konstruksjon. Ved å følge minst et av kriteriene kan en unngå å ta hensyn til seismisk påkjenning, i henhold til «NA.3.2.1(5)P».

4.7.1.1. Konstruksjonstype

Utelatelseskriterium 1 i norsk standard for jordskjelv, «NS-EN 1998-1:2019», er basert på konstruksjonens seismiske klasse. Seismisk klasse er et begrep som er definert basert på bygningens bruksområde, og evnen til å motstå vibrasjoner og bevegelser forårsaket av jordskjelv. Ifølge standarden kan enkelte konstruksjoner avvikes fra kravene til jordskjelvberegninger dersom de befinner seg i en bestemt seismisk klasse. Bestemmelsene for seismisk klasse finnes i tabell 5, og lette konstruksjoner befinner seg vanligvis i klasse 1.

Tabell NA.4 (902) — Veiledende valg av seismisk klasse

Byggverk	I	II	IIIa	IIIb	IV
Byggverk der konsekvensene av sammenbrudd er særlig store					x
Viktig infrastruktur: sykehus, brannstasjoner, redningssentraler, kraftforsyning og lignende			(x)	x	
Industrianlegg ^{a)}		x	x		
Tårn, skorsteiner, siloer	(x)	x			
Kaier og havneanlegg ^{b)}	x	(x)			
Støttemurer, nedgravde konstruksjoner, geotekniske konstruksjoner ^{c)}	x	(x)			
Byggverk med store, og vedvarende, ansamlinger av mennesker og som ofte er i bruk: kjøpesentre, konferanselokaler, kinosaler, kulturelle institusjoner			x		
Byggverk med store, men sjeldne, ansamlinger av mennesker: tribuner, sportshaller		x			
Byggverk med små, men vedvarende, ansamlinger av mennesker og som ofte er i bruk: idrettsbygg		x			
Skoler og institusjonsbygg		(x)	x		
Kontorer, forretningsbygg, hotell og boligbygg		x			
Småhus, rekkehus, mindre lagerhus	x				
Landbruksbygg ^{d)}	x				
Kaier og fortøyningsanlegg for sport og fritid	x				
MERKNAD Kryss uten parentes angir normalt valg av seismisk klasse. a Der det er fare for stor skade på miljø og/eller biomangfold bør klasse IIIa velges. b Der havneanlegg er en del av industrianlegg må disse vurderes også som industrianlegg c Der bortfall av konstruksjoner påvirker stabiliteten til en konstruksjon med høyere konsekvensklasse må tilsvarende høyere konsekvensklasse vurderes. Konstruksjoner som bidrar til stabilitet langs vei og spor bør vurderes tilsvarende som bruer, se NS-EN 1998-2/NA. d Landbruksbygg med fare for stor skade på miljø bør vurderes som industribygg					

Tabell 5 - Valg av seismisk klasse

I dette tilfellet hvor Krohnen er et kontorbygg, kategoriseres det som klasse 2. Krohnen kan derfor ikke unntas fra kravene til jordskjelvberegninger ved hjelp av utelatelseskriterium 1, da det tilsvarer høyere seismisk belastning enn klasse 1.

4.7.1.2. Lav jordskjelvrisiko

Utelatelseskriterium 2 blir relevant når risikoen for jordskjelv anses som lav. Dette kravet innebærer at den dimensjonerende grunnakselerasjonen (a_g), multiplisert med forsterkningsfaktoren (S), ikke skal overstige $0,50 \text{ m/s}^2$, referert i figur 13.

$$a_g S \leq 0,50 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Figur 13 – Overskridelses-formel, formel 1

Verdien a_g representerer en multiplikasjon av γ og a_{gR} , der γ angir jordskjelvriskofaktoren for seismisk klasse 2. I henhold til tabell NA.4 (901) som gir dette verdien 1,00. Parameteren γ multipliseres med a_{gR} som representer spissverdien for berggrunnens akselerasjon, med en returperiode på 475 år, etter tabell NA.3.2 (907) for Vestland fylke. For Bergen kommune er a_{gR} bestemt til å være $0,55 \text{ m/s}^2$ (tabell 7).

På grunnlag av rapport fra miljøgeologisk grunnundersøkelse gitt av Multiconsult, er konstruksjonen fundamentert på sandstein helt frem til den når berggrunn (Vedlegg J1). I henhold til tabell 6 er grunnforholdene for dybder mellom 6 og 20 meter, med en S -verdi på 2,0.

Dybde til berg	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
6 - 20 m	2,0	0,10	0,40	1,4
20 - 35 m	1,9	0,15	0,50	1,5
35 - 60 m	1,8	0,20	0,60	1,6

Tabell 6 - verdier for grunnforholdene

Med oppgitte verdier vil kravet overstige den tillatt grensen på $0,5 \text{ m/s}^2$ (vedlegg B6), noe som medfører at utelatelseskriteriet 2 for lav jordskjelvrisiko ikke anses som godkjent.

4.7.1.3. Svært lav seismisitet

Utelatelseskriterium 3 gjelder når det er svært lav seismisitet. Kriteriumet omhandler den dimensjonerende grunnakselerasjonen, eksklusivt grunnforsterkningen S , som ikke skal overstige en verdi angitt i figur 14. Dette betyr at kravet kun tar hensyn til berggrunnens naturlige akselerasjonsegenskaper, og ikke inkluderer noen ytterligere forsterkning eller stabiliseringstiltak som kan ha blitt utført på byggegrunnen slik som utelatelseskriteriet 2 gjør.

$$a_g \leq 0,30 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Figur 14 - Grunnakselerasjon, formel 2

Basert på de oppgitte verdiene som er nevnt tidligere, er a_{gR} fastsatt til $0,55 \text{ m/s}^2$ og γ til 1,00. Det fastslås at grunnakselerasjonen overskrider den tillatte grensen på $0,3 \text{ m/s}^2$. Konstruksjonen indikerer derfor høyt nivå av seismisitet. Årsaken til dette er at spissverdien for berggrunns akselerasjonen for Bergen kommune er representativ for at kravet skal oppfylles. Utelatelseskriterium 3 for svært lav seismisitet kan dermed ikke godkjennes.

Kommune	Nr.	a_{gR} [m/s ²]
Alver	4631	0,60
Askvoll	4645	0,60
Askøy	4627	0,60
Aurland	4641	0,35
Austevoll	4625	0,60
Austrheim	4632	0,60
Bergen	4601	0,55

Tabell 7 - Berggrunns akselerasjon for ulike kommuner

4.7.1.4. Dimensjonerende brukstid

Utelatelseskriterium 4, som omhandler dimensjonerende brukstid, fastsetter at bygget må ha en kortere brukstid enn to år for å bli unntatt fra kravene til jordskjelv. Kravet er basert på den antatte lave sannsynligheten for at en stor jordskjelvhendelse skal inntreffe i løpet av de to årene.

Byggverk dimensjoneres vanligvis for 50 år eller lenger. Dette skyldes at bygninger er langsiktige investeringer som skal fungere som trygge og stabile strukturer over lang tid. Sådan er det viktig å ta hensyn til mulige jordskjelvbelastninger og andre ytre påkjenninger som kan oppstå i løpet av bygningens levetid.

Selv om et byggverk er unntatt fra kravene i henhold til utelatelseskriterium 4, kan det likevel være hensiktsmessig å gjennomføre tiltak for å forsterke kapasiteten.

Utelatelseskriteriet 4 er ikke oppfylt, med en lengre brukstid enn 2 år.

4.7.1.5. Dimensjonerende spektrum

Utelatelseskriteriet er et unntak fra kravene om beregning for jordskjelvbelastninger for konstruksjoner som oppfyller visse betingelser. Disse betingelsene inkluderer en konstruksjonsfaktor (q) som er 1,5 eller mindre, ingen reduksjon av stivhetsegenskapene etter 4.3.1(7), og en konservativ antakelse av stivheten i grunnen (vedlegg B6).

Konstruksjonsfaktoren (q) er en parameter som angir styrken til en konstruksjon i forhold til sin nominelle styrke. Ved lavere konstruksjonsfaktor, desto sterkere er konstruksjonen i forhold til sin nominelle styrke. Ved en lav konstruksjonsfaktor, sikrer utelatelseskriteriet at konstruksjonen har en tilstrekkelig styrke til å tåle jordskjelvbelastninger.

Videre krever utelatelseskriteriet ingen reduksjon av stivhetsegenskapene etter 4.3.1(7).

Dette betyr at konstruksjonen ikke skal ha noen form for reduksjon av stivhetsegenskapene i jordskjelvretningen. For å sikre at konstruksjonen har tilstrekkelig motstandskraft mot jordskjelvbelastninger, er dette essensielt.

Til slutt er det krav om en konservativ antakelse av stivheten i grunnen. Det innebærer at stivheten i grunnen som konstruksjonen er fundamentert på, må antas å være konservativ. For å unngå uventede bevegelser eller grunnsvikt under jordskjelvbelastninger må dette legges til grunn.

Det er viktig å merke seg at utelatelseskriteriet kun gjelder for konstruksjoner med en dimensjonerende akselerasjon (S_d) på $0,50 \text{ m/s}^2$ eller mindre. Konstruksjoner som overstiger denne verdien, må vurderes for jordskjelvbelastninger i henhold til gjeldende forskrifter og standarder. Som vist i vedlegg B6 er S_d større enn $0,5 \text{ m/s}^2$, og oppfyller dermed ikke kravet om utelatelse av jordskjelvbelastninger. Ytterligere beregninger er nødvendig.

Utelatelseskriterier	Krav	Referanse	Begrunnelse	Resultat
1	Seismisk klasse I	NA.4 (902)	Kontor gir klasse II	IKKE OK
2	$a_g S \leq 0,50 \text{ m/s}^2$	NA.3.1 NA.3.3 NA.4 (901) NA.3.2 (907)	Grunntype B Høy S-verdi Seismisk klasse 2 Bergrunnsakselerasjon	IKKE OK
3	$a_g \leq 0,30 \text{ m/s}^2$	NA.4 (901) NA.3.2 (907)	Seismisk klasse 2 Bergrunnsakselerasjon	IKKE OK
4	Brukstid ≥ 2 år	Erfaring	Brukstid 50 år	IKKE OK
5	$S_d \leq 0,50 \text{ m/s}^2$	Formel 3.16	$T_C \leq T_1 \leq T_D$	IKKE OK

Tabell 8 - Oversikt over utelatelseskriterier for seismisk beregning

På grunn av ikke-oppfyllelse av utelatelseskriterier, er det foretatt ytterligere beregninger i FEM-design. Dimensjonering og resultater beskrives videre i kapittel 5.1.2.

5. Beregning i FEM-design

Bygget ble modellert i FEM-design og analysert for å få resultater av moment, skjærkraft, deformasjon og seismisk laster. Disse analyseverdiene blir deretter brukt til å velge passende dimensjoner for de strukturelle elementene i bæresystemet. En omfattende analyse av resultatene presenteres i kapittel 5.5.

5.1. Modellering av bæresystem

Modelleringen av bæresystemet er gjort i **3D-structure** for å få en bedre visuell forståelse av bygget. Konstruksjonen er basert på et sett arkitekttegninger fra Multiconsult, som er importert fra en dwg-fil. På grunnlag av dette er det plassert komponenter som dekker, søyler, bjelker og avstivende sjakter. I kapittel 6, defineres dimensjonene for de ulike elementene i bygget, og hvert profil blir beskrevet.

5.1.1. Koblinger

Søylene i bygget er leddet i begge ender, da de bare tar hensyn til vertikale laster og ikke avstivning fra vind og seismisk last. Bærende betongvegger er stive, det innebærer at de er fast innspent i begge ender, og vil fungere som en avstivende vegg. Hulldekket er modellert fast innspent i vegger, selv om det i realiteten ikke vil være fast. Dette skyldes at bevegelser mellom dekket og veggen er med på å forhindre unødvendige spenninger og belastninger på konstruksjonen. På grunnlag av liten eller ingen innvirkning på resultatet, blir ikke dette tatt hensyn til i modelleringen.

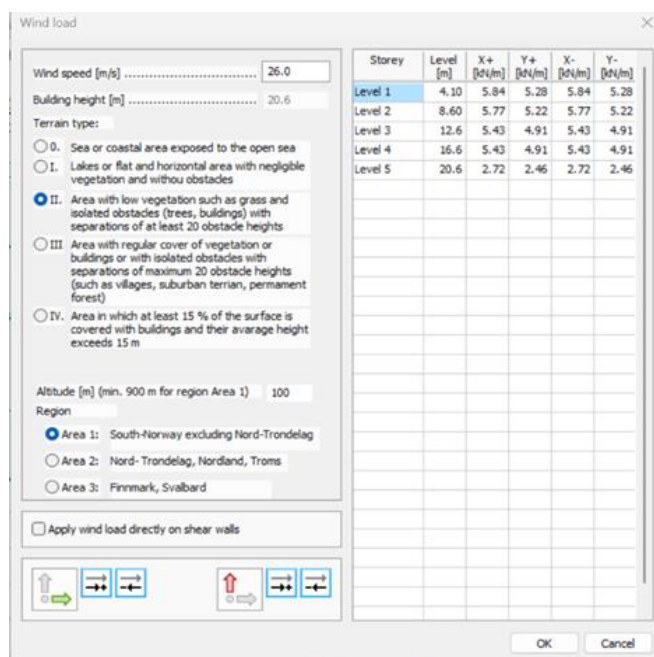
5.1.2. Opplagerbetingelser

For modellering i **3D-structure** må opplagerne defineres for at bygget skal være fastholdt mot grunnen. Dette er nødvendig for å kunne kjøre analysen av bæresystemet. Det er brukt **Point support group** for å definere opplagerne på søylene og **Line support group** for vegger. Bygget er dermed fastholdt mot forskyvning ved fundament. **Point support**-kommandoen tas i bruk for å identifisere opplagerkrefter i endepunkter for de aktuelle veggene i seismisk beregning.

5.2. Laster

Etter at konstruksjonen er ferdig modellert, blir lastene som virker på bygget definert og påført modellen.

Under **Load Cases** legges lastene inn, spesifisert etter kategorier. Egenvekten defineres som **Dead load** og trenger derfor ikke å spesifiseres ytterligere på modellen.



Storey	Level [m]	X+ [kN/m]	Y+ [kN/m]	X- [kN/m]	Y- [kN/m]
Level 1	4.10	5.84	5.28	5.84	5.28
Level 2	8.60	5.77	5.22	5.77	5.22
Level 3	12.6	5.43	4.91	5.43	4.91
Level 4	16.6	5.43	4.91	5.43	4.91
Level 5	20.6	2.72	2.46	2.72	2.46

Figur 15 - Verdier for beregning av vindlast

Nyttelasten legges inn med **Long-term**, og påføres hver etasje med en last på 3 kN/m^2 .

Snølasten som er satt til $1,6 \text{ kN/m}^2$ på taket. Ved den innsnevrede etasjen er lasten derimot beregnet til $4,8 \text{ kN/m}^2$ som nevnt i kapittel 4.3.

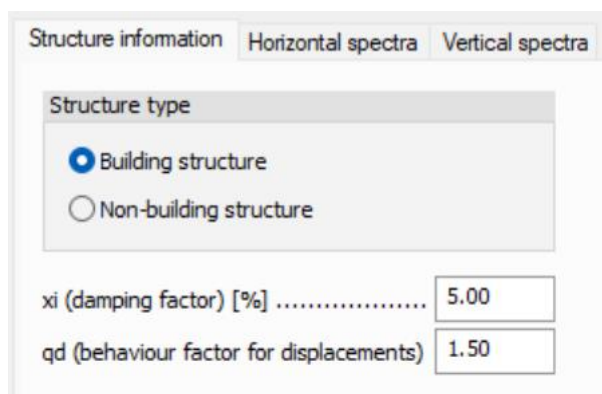
Svinn spesifiseres til **Shrinkage**, som legges til manuelt. Programmet finner da nødvendige faktorer for lastgruppen.

Vindlast defineres som en dominerende horisontal belastning, i samspill med jordskjelvlasten. For å legge til vindlasten benyttes alternativet **Wind** under **Macro**-kategorien for laster. Prosjektet tilsier at det skal benyttes **Regular building**, verdier for byggets plassering spesifiseres i figur 15.

Først blir alle lastene definert under **Load Cases**, deretter blir de organisert i **Loads Groups**. Gruppene er videre grunnlaget for lastkombinasjonen som gjør det mulig å bestemme den dimensjonerende lasten for bygget. Siden egenvekten er en permanent last, legges den som

sagt inn som **Dead Load**. Når programmet besitter denne informasjonen beregnes lasten automatisk, med utgangspunkt i materialets tyngdetetthet og dimensjoner. Det blir også tatt hensyn til faktorer som stivhet til forskjellige vegger for å kunne hente ut nøyaktige beregninger.

Nyttelasten defineres som et kontorbygg hvor gjeldene faktorer legges automatisk inn fra programmet. Det er valgt å opprette en separat last for hver etasje, en mulig alternativ metode kunne vært er å inkludere nyttelasten som et samlet lasttilfelle. Deretter velges **Entire** for at programmet skal regne med nyttelastene samtidig. Snø- og vindlast defineres under hver sin gruppe med gitte faktorer. Ettersom svinn ikke automatisk er med i programvaren, må **Shrinkage** også legges til. Programmets genereringsfunksjon brukes til å danne ulike kombinasjoner av lastgruppene i bruddgrense (ULS) og bruksgrense (SLS).



Structure information Horizontal spectra Vertical spectra

Structure type

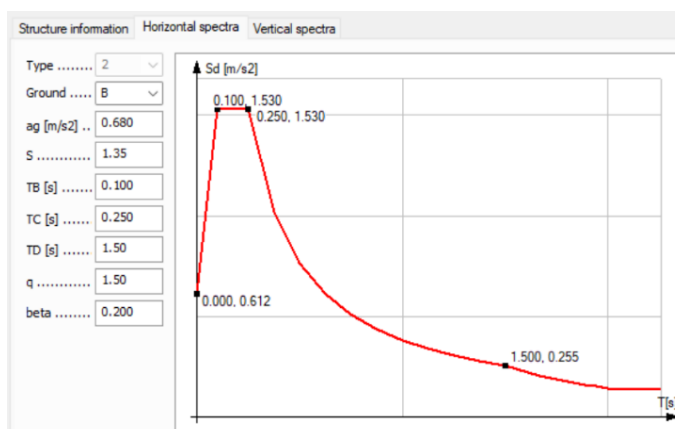
Building structure

Non-building structure

xi (damping factor) [%] 5.00

qd (behaviour factor for displacements) 1.50

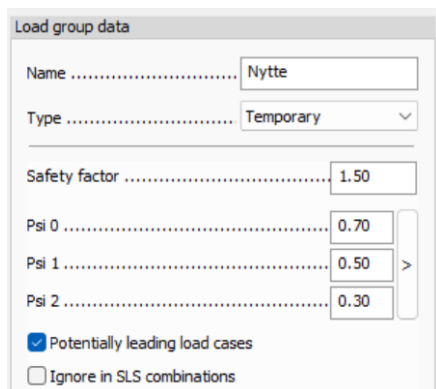
Figur 17 - Verdier for seismisk beregning



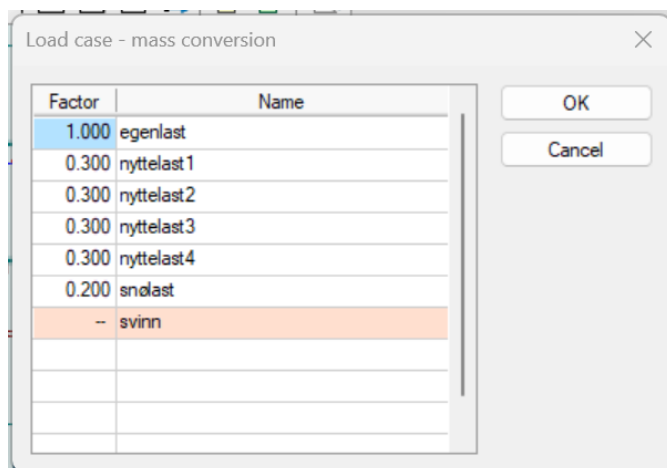
Figur 16 - Byggets struktur for seismisk beregning

Ved å velge **Seismic**, dannes lasttilfellet for seismiske laster automatisk. Under **Seismic loads** legges inn verdier vist i figur 16. Dempingsfaktor (xi) settes til 5% og q_d antas lik q , på bakgrunn av første svingningsperiode er mindre enn T_c . Bygget er i grunntilfelle B, da gjelder spesifikke verdier i samsvar med utregningene, vist i vedlegg B6.

Massene som skal beregnes med den seismiske lasten må defineres og faktorene for **Mass Conversion** må aktiveres. Faktorene kommer fra psi 2, verdien finnes der lastgruppene dannes, vist på figur 18.



Figur 18 - Psi 2 verdien finnes ved Load group data

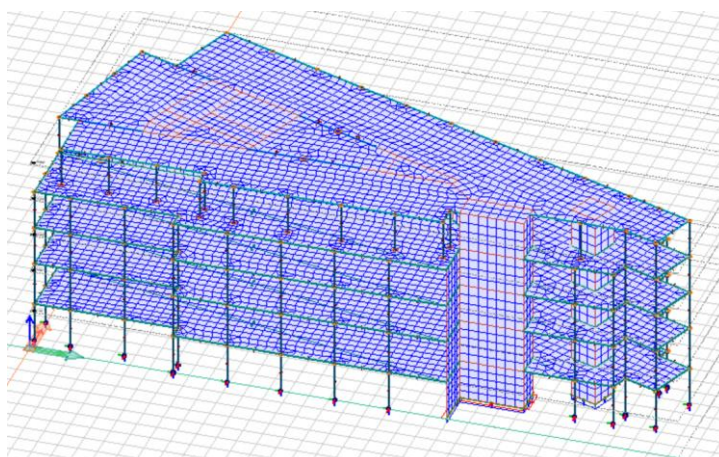


Figur 19 - Psi 2 faktoren avgjør massene som medtas ved seismisk beregning

Nye lastkombinasjoner genereres, med hensyn på seismiske laster. Dette gjøres ved å benytte seg av **unsigned load cases**. Vind og svinn er ikke medtatt, da de ikke opptrer samtidig som seismiske påkjenninger ved dimensjonering. Totalt resulterer det i ni lastkombinasjoner.

5.3. Elementkontroll

Før analysen kjøres på bygget, er det hensiktsmessig å utføre en kontroll av elementnettet for å avdekke eventuelle unøyaktigheter. Slike unøyaktigheter kan føre til feil i beregningene og dermed gi resultater som ikke er pålitelige. Elementnettet kan benyttes til å inspisere byggverket og oppdage feil i nodene eller andre avvik fra konstruksjonens geometri. **Finite elements** gjør det mulig å genere fram rutenettet, som vist i figur 20. Dette visualiserer uregelmessigheter i elementstrukturen. Ved å identifisere og korrigere feil før analysen utføres, blir resultatene mer nøyaktige og analysen tar kortere tid.



Figur 20 - Elementnettet i FEM-design

5.4. Modal analyse

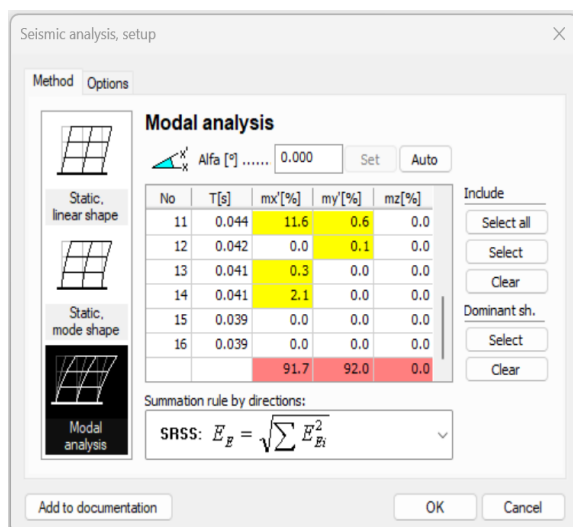
Etter ferdigstilling av modellen, samt definering og plassering av lastene kan en utføre analyse av bygget. Videre evalueres effekten av lastkombinasjonene, stabiliteten og seismiske påkjenninger.

Til å begynne med er det nødvendig å kjøre **Eigenfrequencies**, før den seismiske analysen kan utføres. Resultatene i X og Y retningen vurderes. Deretter analyseres **Load Cases**, **Load Combination** og **Stability**. Ved alternativene for stabilitetsanalysen velges 5 frekvenser for den verste lastkombinasjonen, hvor nyttelasten er dominerende.

Avslutningsvis kjøres **Seismic Analysis**, under **Setup** velges utregningen for **Modal Analysis**. Analysen skal ikke ha **signed results** ettersom det er ønskelig å se på gjennomsnittlig resultat for alle svingningene. Alle verdier må markeres for masseprosent slik at de inkluderes i analysen.

Ved modal analyse deles strukturen inn i vibrasjonsmoder, og responsen til hver enkelt modus beveger seg uten påvirkning fra andre. En modus er en spesifikk form for vibrasjon eller bevegelse av strukturen. **Modal Analysis** gir informasjon om hvordan strukturen vil reagere på forskjellige frekvenser som kommer av jordbevegelser.

Ifølge Eurokode 8 skal den samlede effektive massen av de valgte modusformene, spesielt i horisontal retning, utgjøre minst 90% av totalmassen. På figur 21 vises det at summen overstiger 90% i begge retninger, noe som indikerer at det er tilstrekkelig med svingningsformer (StruSoft, 2010).



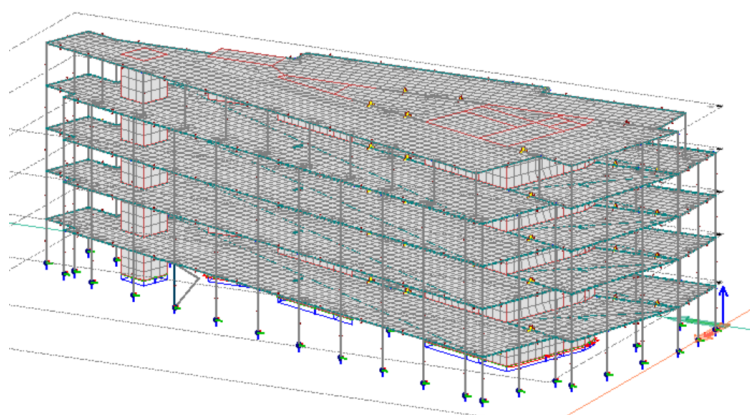
Figur 21 - Oppsett for seismisk analyse

5.5. Resultater og vurdering

Etter kjørt analyse vil resultatene administreres med **Quick tools**. Hovedsakelig benyttes resultatene for å kontrollere at bygget har nok kapasitet ved påkjenning fra kreftene som virker på konstruksjonen.

5.5.1. Stabilitet

Ved å analysere resultatene fra stabilitetskontrollen, konkluderes det med at bygget har svært god kapasitet. Dette kan forklares ved at den mest utsatte søylen knekker ut ved nesten 6 ganger så stor påkjenning som dimensjonerende last, som vist på figur 23.



Figur 22 - Søylen som svikter først i bygget

No.	Load combination	Critical parameter
2.	LC2ULS	5.899

Figur 23 - Antall ganger lasten kan ganges før strukturen svikter

5.1.1. Kapasitet

Videre identifiseres de mest utsatte bjelkene og søylene i bygningen, slik at kraften som virker på disse kan kontrolleres ved hjelp av håndberegninger. Momentet ved lastkombinasjoner for den mest belastede bjelken i hvert materiale, er avgjørende for dimensjoneringen. De lokaliseres ved å benytte funksjonen **Numeric value**. Resultatene fra FEM-design er ikke troverdig, da hulldekket ligger og holder igjen bjelken. Verdiene gir et lavere moment enn i realiteten. Til sikker side er det valgt å bruke håndberegninger for å bestemme momentet i de mest utsatte bjelkene, vist i vedlegg H2 og H4.

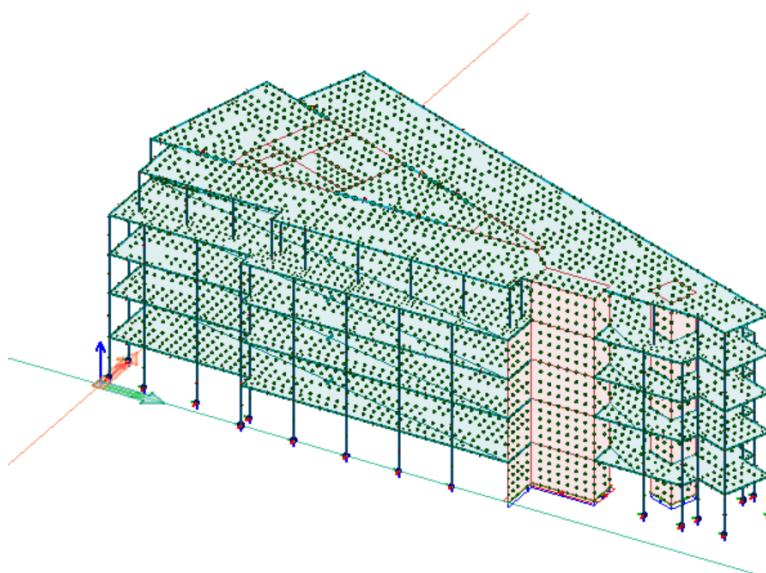
I hele konstruksjonen er det benyttet identiske profiler for både stål- og betongsøyler. Dermed blir den mest belastede søylen, for hvert material, dimensjonerende for hele bygningen. Søyledimensjonene er ikke optimalisert, når en ikke har vurdert hver søyle basert på individuelle belastninger. Imidlertid har dette minimal innvirkning på den totale sammenligningen. Søylen identifiseres ved å evaluere resultatet av aksialkraften i konstruksjonen. Imidlertid er aksialkraften fra FEM-analysen ikke nødvendigvis pålitelige,

basert på samme grunnlag som momentkapasiteten. Det er videre benyttet aksiallastberegninger manuelt for søylene. Utrekningene finnes i vedlegg H1 og H3, og kommenteres i kapittel 6.3.

5.1.2. Seismisk last

På bakgrunn av at bygget ikke kom under noen av utelatelseskriteriene, er det nødvendig å regne på seismiske laster som kan oppstå. Under **Seismic analysis** er resultatene for påvirkningen av den seismiske lasten uten innvirkning fra de andre påsatte lastene. For **Load combination** og **Reactions**, velges det å se på kombinasjonene som inneholder seismiske laster.

Grunnlaget for jordskjelvberegningen kommer fra massene i bygget. Dette presenteres under **Nodal masses**. Massen i bygget er blitt allokert til hver node i konstruksjonen, og fremstilles som grønne prikker, figur 24. Disse prikkene representerer massen i bygget per node, og gjør det mulig å finne totalmassen av hver etasje. Det forteller også hvor det totale tyngdepunktet er for konstruksjonen. Resultatet er definert fra dataen i **Mass conversion**.

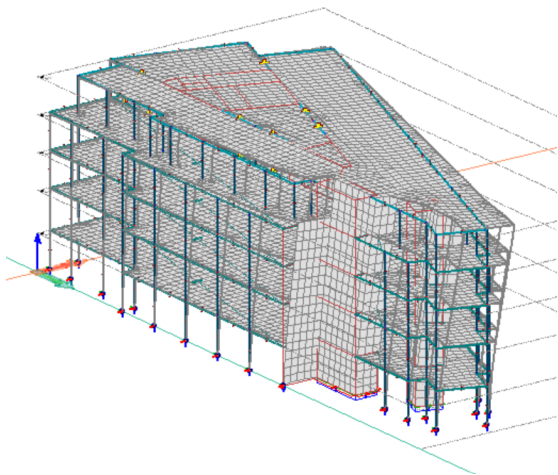


Figur 24 – Massen i bygget representert av nodene

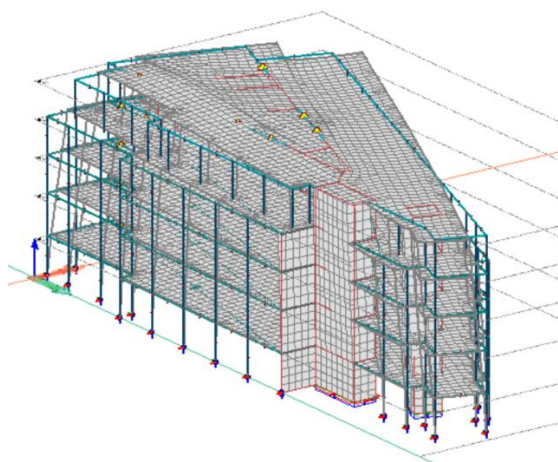
5.1.2.1. Svingninger

Svingninger fra jordskjelv fører til vibrasjoner med høy frekvens, som kan forårsake betydelig deformasjon og svekkelse av bygningskonstruksjonen.

Programmet krever at det estimeres et minimumsantall på hvor mange svingninger det er ønskelig å regne på ved **Number of shapes**. Antallet kan være en indikator på styrken til den seismiske påkjenningen, og er relevant for vurdering av strukturens evne til å motstå slike påkjenninger. Ved fullført analyse utløses det 16 svingninger frem og tilbake. Et antall på 10 svingninger antas å være gunstig. Resultatet fra analysen med 16 svingninger kan vurderes relativt godt. Figur 25 og 26 viser de to første svingningene til bygget.



Figur 25 - Første svingning ved seismisk påkjenning



Figur 26 - Andre svingning ved seismisk påkjenning

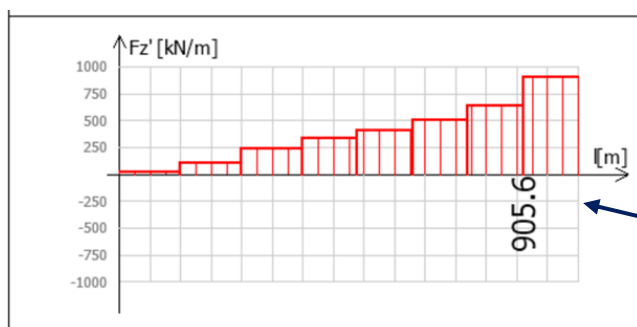
5.1.2.2. Lastpåvirkning på bygget

Når et bygg blir utsatt for seismiske påkjenninger, vil det oppstå betydelige krefter som virker på konstruksjonen. Disse resultatene kan hentes ut under **Equivalent loads**, hvor **Seismic max** befinner seg helt nederst i figur 27. Denne verdien er videre dimensjonerende, på grunnlag av at det ikke tas hensyn til retninger.

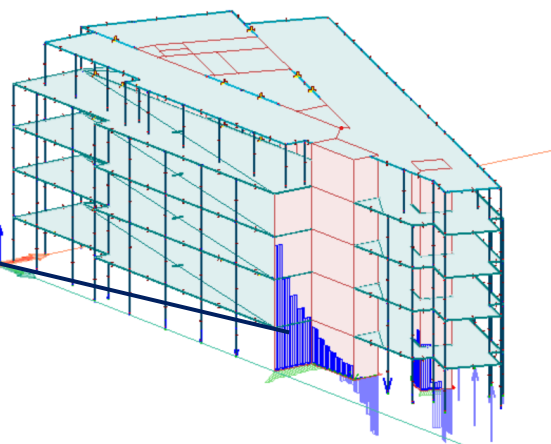
Shape, dir.	F [kN]
9.shape, Fy+My	172
9.shape, Fy-My	172
11.shape, Fy+My	120
11.shape, Fy-My	120
12.shape, Fy+My	5
12.shape, Fy-My	5
Sum, Fy+My	3631
Sum, Fy-My	3631
Sum, Fz	0
Seismic max.	6394

Figur 27 - Dimensjonerende seismisk last

Største reaksjonslasten som kommer av seismiske krefter er lokalisert på en av bæreveggene i bygget, lastene presentert i figur 28.



Figur 28 - Krefter som virker på den mest utsatte bærevegg ved seismiske påkjenninger



Figur 29 - Plassering av mest utsatte vegg ved seismisk påkjenning

6. Dimensjonering

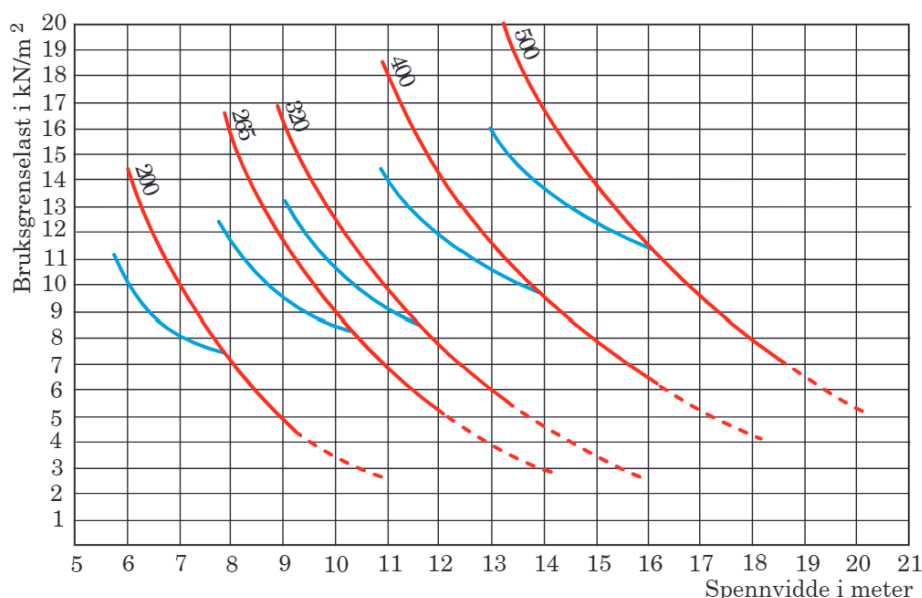
I prosjekteringsprosessen av bygget, er det viktig å ta hensyn til en rekke faktorer for å sikre at bygningen er både funksjonell og estetisk. Dimensjoneringen blir gjort ved hjelp av dimensjoneringsprogrammene FEM-design og OS-prog, med kontrollerer gjort forhånd. Det er tatt for seg hvert element i konstruksjonen. Videre er det kommet med alternative løsninger til dimensjoner av de gitte komponentene og gjort kapasitetskontroll av disse.

6.1. Dekke

Arealer bestående av få søyler og bærende vegger skaper evnen til å utføre reorganisering av bruksarealet. Flexibilitet er en essensiell faktor for å forbedre tilpasningsevnen til et bygg, uten å endre bæresystemet (Bjørberg et al., 2007). Generalitet er evnen bygget har til å tilpasse sin funksjon i møte med endrede krav til nyttelaster og brann.

Elastisitet tar for seg byggets mulighet til å kunne utvide eller redusere arealet ut ifra prosjektert struktur. Ordene fleksibilitet, generalitet og elastisitet kobles til FGE-uttrykket, som er viktig i forbindelse med valg av dekkeløsninger. Disse parameterne er med på å kunne bedømme byggets muligheter til allsidig bruk, som kan resultere i forlenget levetid og en tilpasningsdyktig konstruksjon.

Hulldekker er forspente betongelementer som produseres på fabrikk, og leveres til byggeplass med en bredde på 1,2 meter. Hulldekkene er hule i midten som vil redusere egenlasten, samtidig som de opprettholder sin kapasitet. Ved at de er forspente med spenntau blir armeringen i dekkene påført en spenning på forhånd. Hensikten med å forspenne er å danne et spenningsbilde i betongen som er det motsatte av den spenningen som oppstår ved den virkelige lasten. Ulempen er at hulldekker ikke overfører horisontale krefter, med mindre det benyttes strekkbånd.



Figur 30 - Dimensjoneringstabell for hulldekke av betongelementboken <https://docplayer.me/17404226-A7-elementtyper-og-tekniske-data.html>

Hulldekkene velges på bakgrunn av dimensjonering for bæreevne og egenfrekvens, som leveres ferdig fra leverandør. I forbindelse med valg av hulldekke er det viktig å kontrollere dette med tanke på ulike spennvidder i bygget, og hva som lønner seg i forhold til kostnad og kapasitet. I det alternative bæresystemet er andelen søyler nesten halvert, som fører til en lavere frekvens ved lengre spennvidder. De aktuelle dekketyperne er beregnet i Excelarket fra vedlegg H5, med data hentet fra plantegninger og modell. Det er tatt utgangspunkt i et område i konstruksjonen der det mest utsatte hulldekket har et spenn tilnærmet 11 meter.

Spennvidde, l (m)	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
HD 200	12	9	7	5	4	4	3					
HD 220	13	10	8	6	5	4	3					
HD 265		12	9	7	6	5	4	3				
HD 285		13	10	8	6	5	4	4	3			
HD 320 Bolig		14	11	9	7	6	5	4	3			
HD 320			11	9	7	6	5	4	4	3		
HD 340			12	10	8	6	5	4	4	3		
HD 400				11	9	7	6	5	5	4	3	
HD 420				12	10	8	7	6	5	4	4	3
HD 500					11	9	8	7	6	5	4	4
HD 520					11	9	8	7	6	5	4	4

Tabell 9 - Resonansfrekvenser for typiske hulldekker.

En huskeregel for dimensjonering av vibrasjoner fra gange, løping og lignende, er at dekkets resonansfrekvens normalt bør være høyere, enn det dobbelte av høyeste grunnfrekvens som forekommer (Alexander, 2010). Dette er for å unngå resonans med annen hver svingning. Ettersom kontorer i all hovedsak skal utsettes for normale personaktiviteter, anbefales det et minstekrav på 3 Hz (Betongelementforeningen, u.å.). Slike aktiviteter vil ikke påføre betongkonstruksjoner nok energi til å komme over 5,2 Hz som er anbefalt av RIF veileder for kontorarealer (Alexander, 2010).

Hulldekke	Svingning
HD 265	4,32 Hz
HD 320	5,46 Hz

Tabell 10 - Svingningsoversikt for hulldekker

For HD265 ble det funnet frem til 4,32 Hz (vedlegg H5.1) som vil være tilstrekkelig i de fleste spennene. Samtidig overstiger det ikke den anbefalte minimumsverdien på 5,2 Hz ved

spennvidde på over 9,6 meter fra vedlegg H5.1. I tabell 10 fremgår det at svingningsfrekvensen til HD320 er på 5,46 Hz (vedlegg H5.2) for den mest utsatte spennlengden. Det anses derfor konservativt for alle spennvidder i bygget. Denne egenfrekvensverdien er høyere enn hva man kan forvente av frekvens fra menneskelig aktivitet, samt diverse utstyr og trafikkpåkjenninger utenifra. Etter tabell 11 er gange med kontinuerlig gulvkontakt estimert til grunnfrekvens mellom 1,4-2,6 Hz. Referert til huskereglene over, vil dobbelte verdi av høyeste grunnfrekvens da være 5,2 Hz.

Det vil være både positive og negative sider ved valg av spesifikk dekketykkelse i forbindelse med konstruksjonen. Ved spennvidde på over 10 meter er det derfor HD 265 og 320 er valgt ut som aktuelle dekketykkelser med tilstrekkelig kapasitet. I henhold til anbefalte krav som refereres til betongelementforeningen (Betongelementboken, 2020), vil HD265 (4,32 Hz) være best utnyttet med tanke på kapasitet, samtidig som det vil falle under grensen på 5,2 Hz. Dimensjonering i forhold til nytte- og egenlast for dekkeelementene er til sikker side satt til størst verdi, jevnt over hele bygget.

Aktivitet	Beskrivelse	Grunnfrekvens f, Hz
Gange	Gange med kontinuerlig gulvkontakt	1,4 – 2,6
Løping	Løping med diskontinuerlig gulvkontakt	2,0 – 3,5
Hopping	Rytmask hopping på stedet, f.eks. aerobic	1,8 – 3,4
Dansing	Klassisk og moderne dans, f.eks. vals, rumba	1,5 – 3,0
Popkonsert	Rytmask hopping av entusiastisk publikum	1,5 – 3,0
Idrettsstevne	Publikum	2,5 – 3,5

Tabell 11 - Gulvfrekvens ved ulike aktiviteter

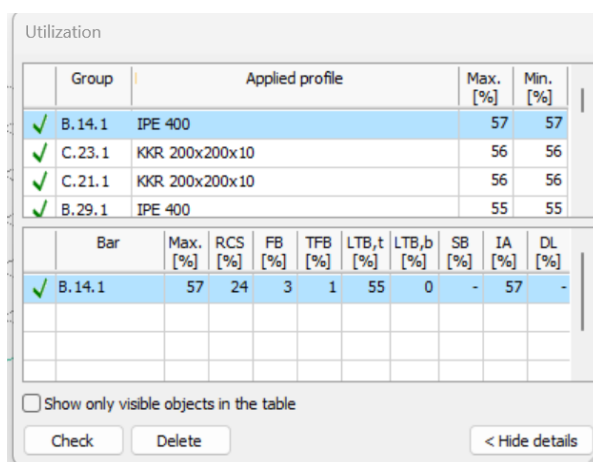
Etter flere ulike antagelser ved det aktuelle dekkespennet, er det gjort en beslutning på å gå videre med HD320, til konservativ side. Det vil da falle under anbefalte minstekrav som er utarbeidet i betongelementboken og være til sikker side for dekkespenn over 10 meter. Å øke til HD320 vil også medføre større fleksibilitet med tanke på utsparinger, som kunne begrenset oss ved valg av HD265. Hatteprofilene som er brukt i den sentrale delen av bygget vil også dra nytte av et tjukkere dekkeprofil. Dette kommer av at steget i bjelken blir høyere som gir økt kapasitet.

6.2. Bjelker

I byggeprosjekter er valg av riktig bjelke viktig for å oppnå ønsket stabilitet og styrke i bygget. I enkelte tilfeller vil man også vurdere kostnadseffektiviteten ved å velge ulike bjelketyper. I de fire første planene er det benyttet 35 bjelker i stål og 7 i betong. I øverste etasje der det totalt er 33 bjelker i stål og 6 i betong. Dette kommer av en innsnevring i øverste etasje.

6.2.1. IPE

Det er bestemt at det skal benyttes IPE-bjelker for opplegg av dekker. Dette er en velkjent løsning som gir god styrke og stabilitet i konstruksjonen. IPE-profilene er høye og smale stålprofiler som er spesielt egnet for å motstå momentbelastninger. Samtidig er det nødvendig å utføre en tilstrekkelig kontroll av deformasjon for å overholde krav som fasaden har til dekket den er festet til. HEA- og HEB-bjelker har god sideveis stivhet og egner seg godt som søyler. Valg av riktig stålprofil avhenger av bruksområdet og belastningen den vil utsettes for (Eie, 2003).



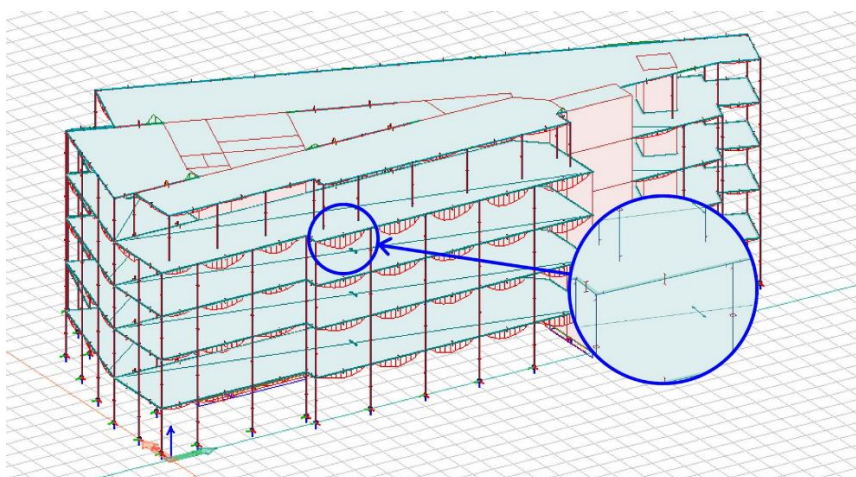
Group	Applied profile	Max. [%]	Min. [%]
✓ B.14.1	IPE 400	57	57
✓ C.23.1	KKR 200x200x10	56	56
✓ C.21.1	KKR 200x200x10	56	56
✓ B.29.1	IPE 400	55	55

Bar	Max. [%]	RCS [%]	FB [%]	TFB [%]	LTB,t [%]	LTB,b [%]	SB [%]	IA [%]	DL [%]
✓ B.14.1	57	24	3	1	55	0	-	57	-

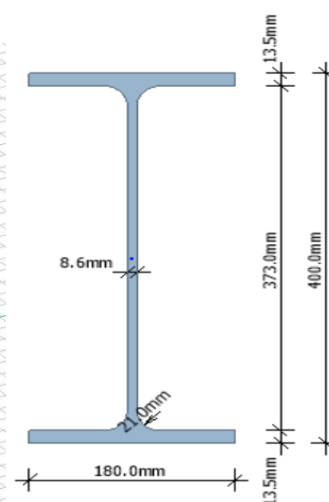
Show only visible objects in the table

Figur 31 - Mest belastede IPE-bjelkens utnyttelse

Det ble først antatt IPE330 bjelker for bygget. Ved analyse og håndberegninger holdt ikke bjelken og dimensjonen måtte økes. Etter flere kapasitetsberegninger ble det benyttet IPE400 av kvalitet S355, tverrsnittet vist på figur 33. Dimensjoneringen tar utgangspunkt i den mest momentutsatte bjelken, med en utnyttelse på 57% (figur 31). IPE400 er derfor benyttet for resterende bjelker i bygget, da lasten er tilsvarende lik i et elementbygg (Yasar & Bjørke, 2021).



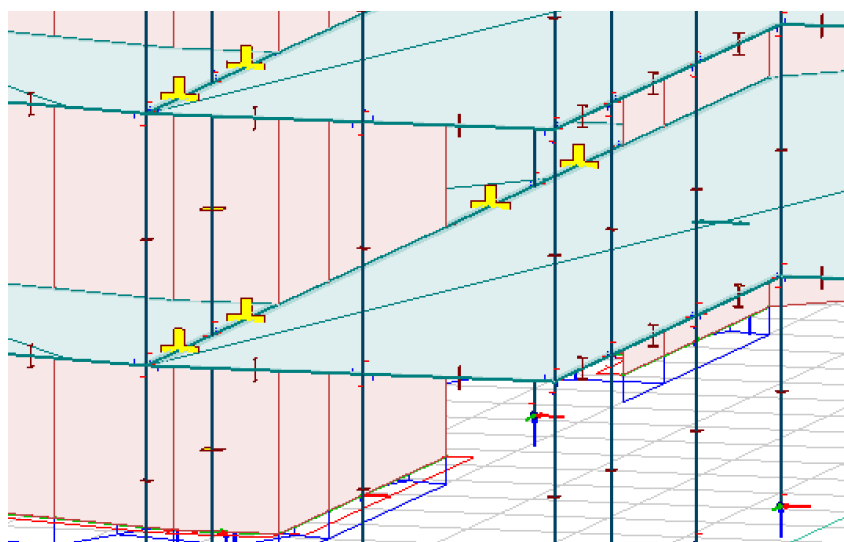
Figur 32 - Plassering av den mest momentutsatte IPE-bjelken



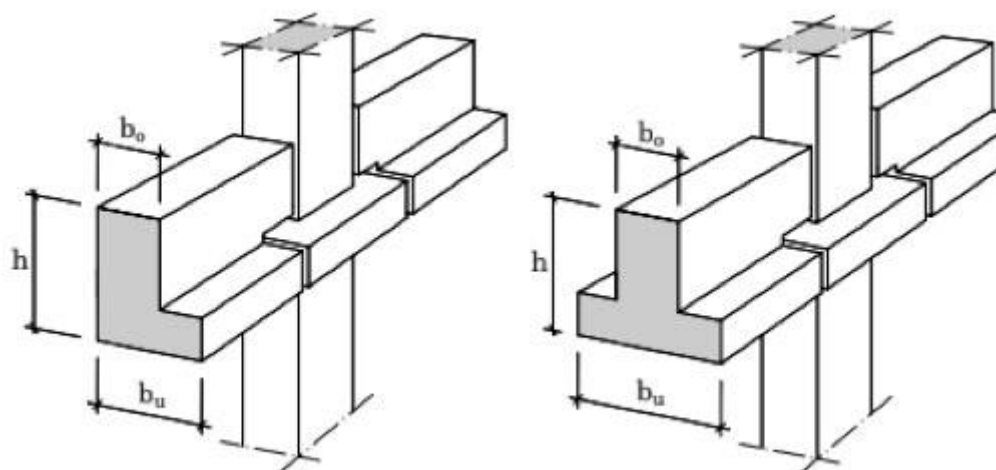
Figur 33 - Tverrsnitt av IPE-bjelken

6.2.2. Hatteprofil

Hatteprofiler er kostnadseffektive betongbjelker med god kapasitet og bidrar til høy stabilitet. De kan leveres både i stål og betong, og er tilpasningsdyktige etter behov fra byggeprosjektet. I et bygg der det tas i bruk hulldekker er hatteprofil gunstig ved at bjelken går i ett med dekke. Høyden på bjelken tilpasses tykkelsen på dekke ved utjevning, når gulvet i overkant avrettes. Profilene kommer i både LB og DBL-bjelker. LB-bjelken har kun én utkrager, der DLB-bjelken har to. Det er kun DLB-bjelken som er blitt vurdert da plasseringen av hatteprofilet er valgt i det midterste spennet, der to hulldekker møtes i figur 34 (Tårnesvik et al., 2020).



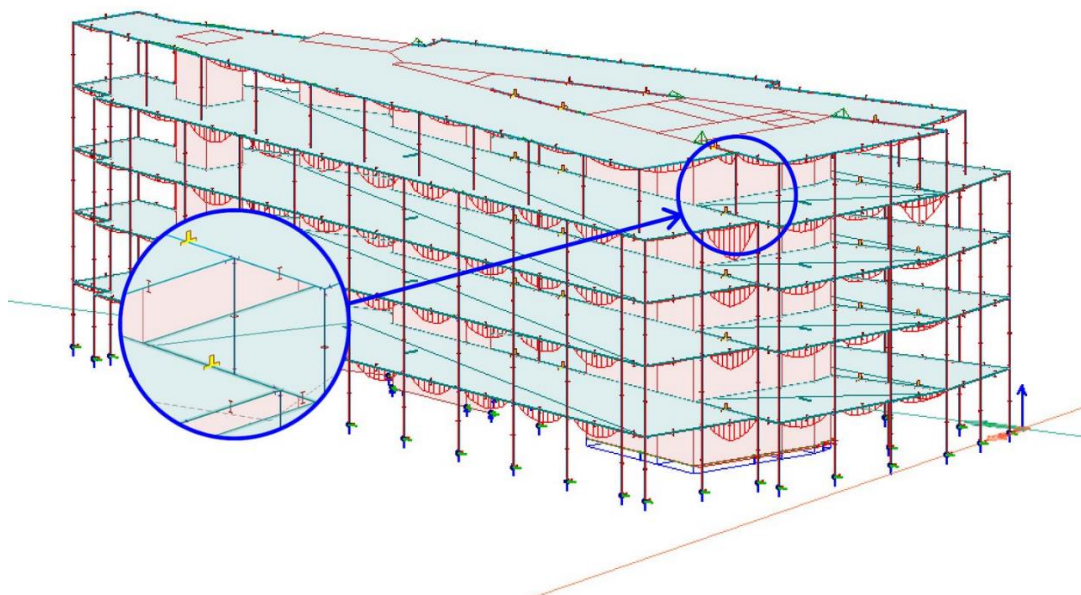
Figur 34 - Plassering av hatteprofil



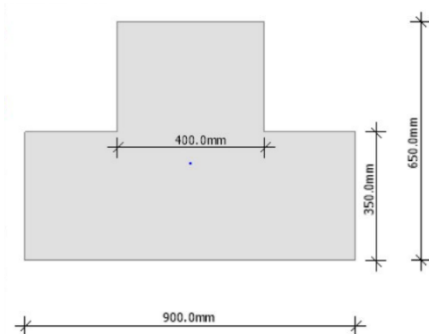
Figur 35 - LB- og DLB- bjelker

fra <https://www.nobi.no/bygg/bjelker/lb-og-dlb-bjelker/>

Etter gjentatte modeller og analyser ved ulike dimensjoner og materialer, er det konkludert med DLB-profil 900x650 i betong. Tverrsnittet er dimensjonert etter den mest påkjente bjelken. Den nevnte bjelken på figur 36 viser belastningen av en punktlast fra søylen som virker eksentrisk på betongbjelken. Grunnlaget for betong kommer av et estetisk design da bjelken ligger innendørs, samtidig som tilstrekkelig kapasitet opprettholdes.



Figur 36 - Plassering av betongbjelke



Figur 37 - Tverrsnitt av hatteprofil

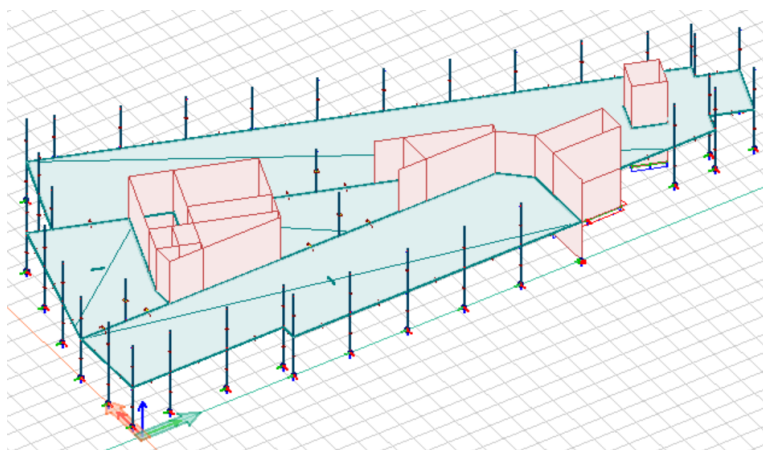
5.1. Søylar

Søylene bidrar i stor grad til konstruksjonens bæreevne, stabilitet og estetikk.

Hovedoppgaven til søylene er å fordele de vertikale kreftene som oppstår i konstruksjonen ned i fundamentet.

For å skape et stabilt og sikkert bygg er riktig plassering og dimensjon vesentlig. Dessuten må en ta i betraktning at søylene har tilstrekkelig bæreevne for å støtte vekten av bygningen og andre laster som bygget blir påsatt.

Søylene er en utfordrende faktor med tanke på plassering, da de kan begrense muligheten for effektiv utnyttelse av tilgjengelig plass og gunstig organisering av arealet.



Figur 38 - Arealutnyttelse

Aksialkraften på søylene vil være dimensjonerende, på bakgrunn av minimalt moment. I konstruksjonen er det 37 søyler totalt i hver etasje, der 3 av disse er betongsøyler. Med unntak av øverste etasje som har 32 i stål, og 2 i betong.

5.1.1. HUP

Ved spesifikt valg av søyleprofil er det benyttet kvadratiske hulprofil i ytterkant, mot fasade. Hulprofiler har høy styrke tross lav vekt, som gjør de ideelle i bygg der lasten er stor og ønske om et lavt materialforbruk er sentralt. Ved et mindre tverrsnitt kan søylene derfor skjules i vegger som vender ut fra bygget.

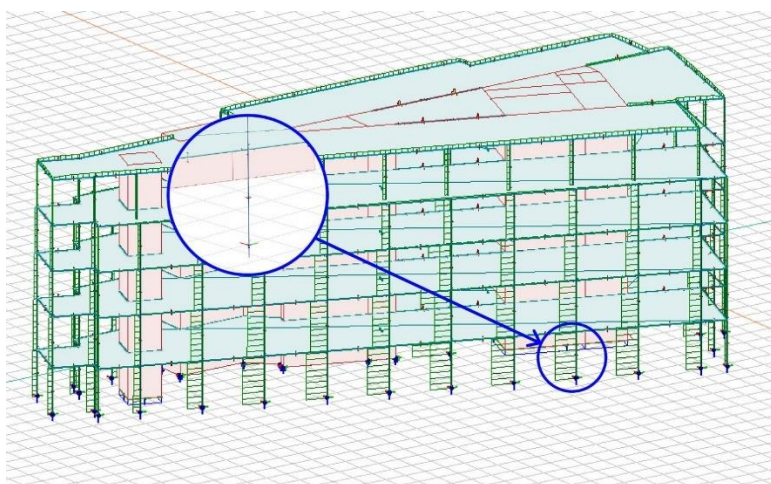
For bæresystemet er det valgt kvadratisk hulprofil 200x200x10. Beregning er foretatt for den tøffest utnyttede stålsøylen som befinner seg på det nederste planet (figur 40). Den nevnte søylen er utnyttet med 56%. Samme søyledimensjon er benyttet i alle plan, men ståltykkelsen kan reduseres oppover i etasjene. Det er også verdt å nevne at en kunne gå over til rektangulære tverrsnitt i de øverste etasjene, ettersom det er ønskelig at søylene skal skjules i vegg. Sett konservativt er dette ikke valgt å gjøres, i tillegg til at søylene bidrar lite i totalen i sammenligningen mellom bæresystemene.

Group	Applied profile	Max. [%]	Min. [%]
✓ C.23.1	KQR 200x200x10	56	56
✓ C.21.1	KQR 200x200x10	56	56
✓ B.29.1	IPE 400	55	55
✓ C.25.1	KQR 200x200x10	55	55

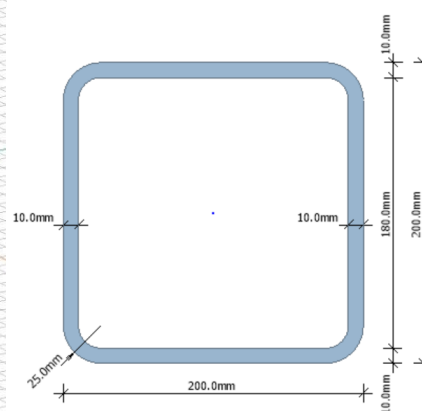
Bar	Max. [%]	RCS [%]	FB [%]	TFB [%]	LTB,t [%]	LTB,b [%]	SB [%]	IA [%]	DL [%]
✓ C.23.1	56	41	56	41	0	0	-	-	-

Show only visible objects in the table

Figur 39 - Utnyttelse av mest påkjent stålsøyle



Figur 40 - Plassering av mest påkjent stålsøyle



Figur 41 - Tverrsnitt av HUP200x200x10

5.1.2. Rektangulært

I midtspennet av bygget er det benyttet rektangulære betongsøyler. Betong bærer preg av et mer estetisk utseende innendørs kontra stål. Det er funnet at det er tilstrekkelig å benytte et 350x380 profil (vedlegg H3). Ved å studere figur 42 er den markerte betongsøylen utnyttet med 86%.

Utilization				
	Group	Applied section / Total weight [-] / [t]	Max. [%]	Min. [%]
✓	C.35.1	Rectangle 350x380 / 0.041	86	86

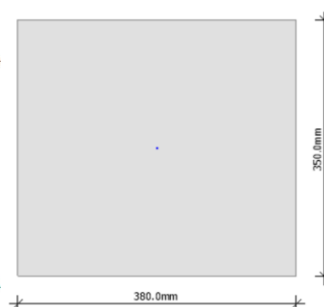
Show only visible objects in the table

Check Delete Show details >

Figur 42 - Utnyttelse av mest påkjent betongsøyle



Figur 43 - Plassering av mest påkjent betongsøyle



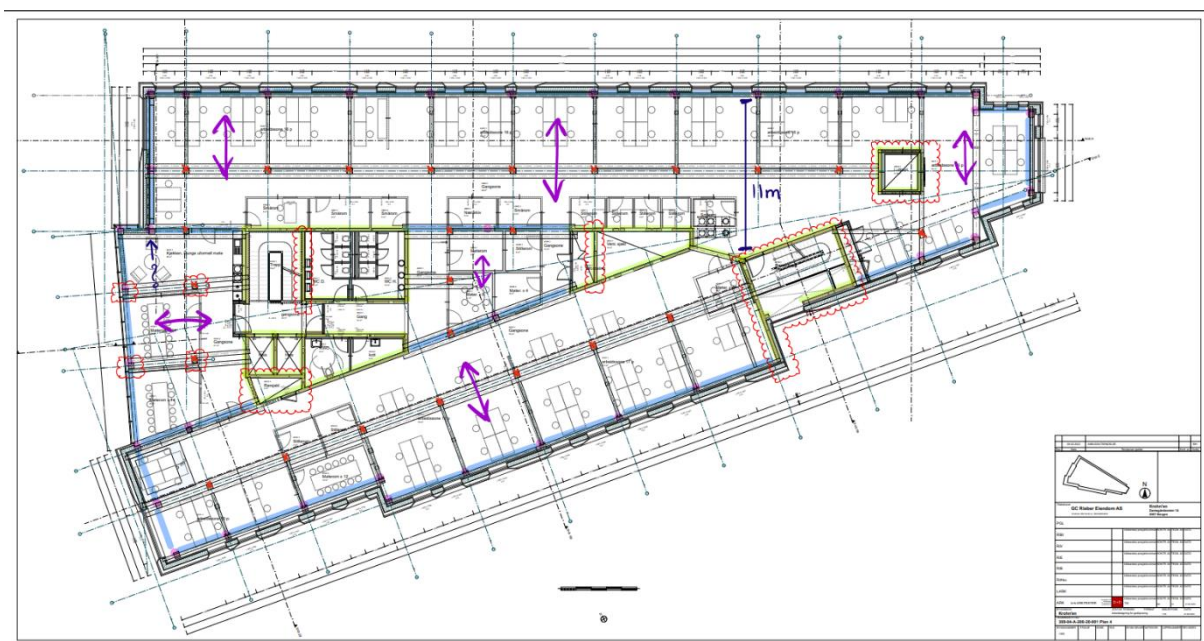
Figur 44 - Tverrsnitt av betongsøyle

5.2. Avstivning

Ved dimensjonering av et nytt bæresystem er det viktig å ivareta konstruksjonens stabilitet under prosjekteringsfasen. En konstruksjon vil være stabil når hver enkel bygningsdel i konstruksjonen er i likevekt og i stand til å motstå påførte krefter. De horisontale kreftene som kommer fra vind, jordskjelv og eventuelle støt må håndteres på en fornuftig måte. Ved påvirkning av horisontale laster i en konstruksjon blir kreftene tatt opp av de horisontale skivene, som videre føres inn i de vertikale skivene med hensikt å forlenge lastene ned i fundamentet.

Krodden har syv avstivende sjakter i betong av ulik form hvor dekket er festet til (figur 45). Disse opererer gjennom hele bygget og anses som det vertikale avstivningssystemet. Ved kontroll i V-skive i kapittel 6.4.2, fungerer sjaktene som utgangspunktet for plasseringen av skivene. Gitt at det ikke er tatt hensyn til stålkryss i dimensjoneringen, bidrar ikke søylene til byggets avstivningssystem.

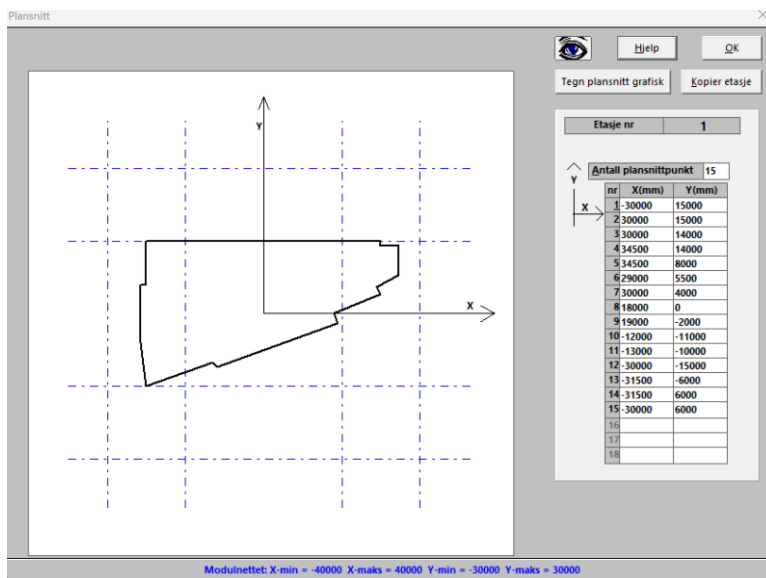
De horisontale avstivningselementene består av hulldekker i hver etasje. Hatteprofil befinner seg i den sentrale delen av bygget, mens IPE-bjelker er plassert langs fasaden. Kombinasjonen mellom dekker og bjelker utgjør de to viktigste strukturelle elementene innunder det horisontale avstivningssystemet. Stålbjelkene utgjør strekkbåndet for de horisontale skivene.



Figur 45 - Plantegning som illustrerer avstivningssystemet

Kontroll av det avstivende systemet er gjort i V-skive og FEM-design. Ved bruk av V-skive kan byggets vertikale avstivningssystem beregnes på bakgrunn av de påførte, horisontale kreftene. Det tegnes et modulnett basert på arkitektmodellen som er inndelt i et aksesystem med lengdebegrensninger, vist i figur 46. Modulnettet skal definere byggets geometri for hver etasje. Videre legges hver enkelt skive inn via skivedata, lastdata og ulike lastkombinasjoner påføres.

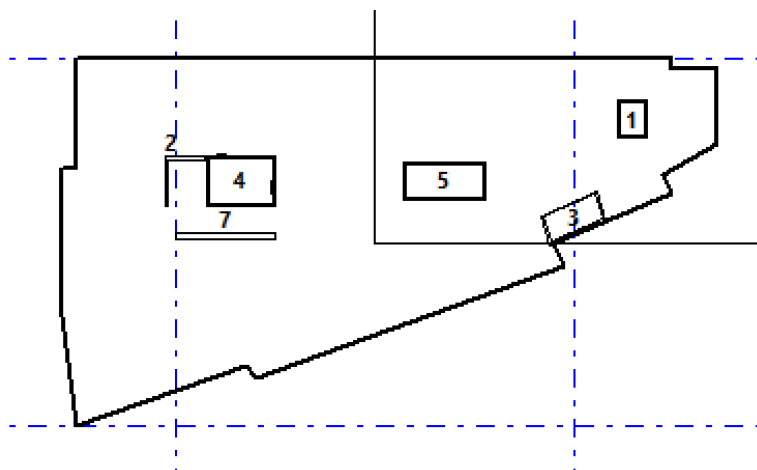
5.2.1. Data fra V-skive



Figur 46 - Modulnett fra V-skive basert på plantegning

5.2.2. Skiver

I all hovedsak har de plasserte skivene tilknytning til vestfløyen av bygget. Horisontale vindlaster blir påsatt i systemet med bakgrunn fra lastberegninger i vedlegg D2. For at vindlastene skal virke som en linjelast på etasjeskillerne, må de omgjøres vertikalt.



Figur 47 - Oversiktsbilde av skivene

Reaksjonskreftene er beregnet i bruddgrensetilstand for de vertikale skivene. I tabell 12 vises det hvordan resultantkreftene opererer i bunn av hver skive. Tabellen viser også hvor skivene vil få størst belastning fra skjær og moment, samt forskyvningen som forekommer i topp av hver skive. Forskyvningen er beregnet i bruksgrense på bakgrunn av tilfredsstillende krav under normale bruksforhold.

Lastkombinasjon 1, vindlast fra vestfløyen av bygget i x-retning for verste side av skiven.

Skive	Forskyvning (mm)	Skjærkraft (kN)	Moment (kNm)
1.1	0.9	44.3	340
2.1	0.9	61,4	476
3.2	1.3	211	2731
4.4	1,1	184	2488
5.4	1,1	213	2966
6	inaktiv	inaktiv	inaktiv
7.1	1.2	274	3605

Tabell 12 - Resultantkrefter fra lastkombinasjon 1

Lastkombinasjon 2, vindlast fra østfløyen av bygget i y-retning for verste side av skiven.

Skive	Forskyvning (mm)	Skjærkraft (kN)	Moment (kNm)
1.4	10.1	263	3120
2.2	11.6	451	4839
3.4	3,1	229	3791
4.3	11,5	558	7474
5.3	10,8	320	3831
6	inaktiv	inaktiv	inaktiv
7	0	0	0

Tabell 13 - Resultantkrefter fra lastkombinasjon 2

5.2.3. Veltemoment

Når forskjellige bygningsdeler i en konstruksjon opprettholder sin likevekt i møte med påførte krefter, betraktes bygget som stabilt (Betongelementboken, 2016). Det er dermed valgt å regne ut veltemomentet som skivene utsettes for, ved å kontrollere avstivningsegenskapene til det alternative bæresystemet. Momentet som oppstår fra V-skive, er benyttet som veltemomentet. Stabiliseringsmoment som oppstår fra egenvekt, er regnet for hånd i vedlegg C. Lastfaktor for egenvekt er til konservativ side satt til 0,9 i bruddgrense. Dette er hentet fra global likevekt i «NS 1990».

Resultatene som er beregnet i tabell 13 for utnyttelsen av skivene fra lastkombinasjon 1 viser seg å være godt utnyttet. Dette gjelder spesielt skivene som befinner seg i den sentrale delen av bygget og mot vestfløyen. Etter kontroll bekreftes det at alle skivene vil kunne motstå oppløft ved hjelp av sin egenvekt, ved unntak av skive 3.2 og 4.4 (vedlegg C1). Det er til sikker side ikke beregnet for egenvekten av hulldekkene som lander på sjaktene i hver etasje. Egenvekten av trapp- og ventilasjonssjakter er heller ikke tatt med i regnestykket. Det er rimelig å anta at denne vekten kan være med å forhindre oppløft.

Skivenr	G (kN)	Arm (m)	Ms (kNm)	Mv (kNm)	Utnyttelse (%)
1.1	278	1,5m	417,2	340	81.5
2.1	370,8	2m	741,6	476	64
3.1	556,2	3m	1669	1824	109
4.4	649	3,5m	2271	2488	109
5.4	741,6	4m	2966	2966	100
6	Inaktiv	Inaktiv	Inaktiv	Inaktiv	inaktiv
7.1	927	5m	4635	3605	78%

Tabell 14 - Utnyttelse for lastkombinasjon 1

Samtidig vil det være noe avvik knyttet til momentet som befinner seg i bunn av skivene. Dette skyldes geometrien til skivene og begrensninger som er i v-skive. Det er ikke gått nærmere inn på forankring for overskridelsen av skive 3.2 og 4.4, da egenvekten av dekker og trapp er nok til å oppveie disse. For lastkombinasjon 1 vurderes bygget stabilt med alternativt bæresystem. Ved overskridelse av 100% kan resterende krefter tas opp av fundamentet som står på fast fjell. En mer detaljert analyse er gjort i kapittel 6.5.

Kapasitetsutnyttelsen som forekommer for lastkombinasjon 2 er betydelig høyere enn for lastkombinasjon 1. Forekommer det av at de motvirkende sidene som tar imot momentet fra vind i y-retning er korte, i forhold til sidene som er utsatt for vindlast i x-retning. Grunnet liten avstand mellom tyngdepunktet til skivene og kraften, oppstår et moment i y-retning på langsiden, som blir dimensjonerende for forankring i kapittel 6.5.

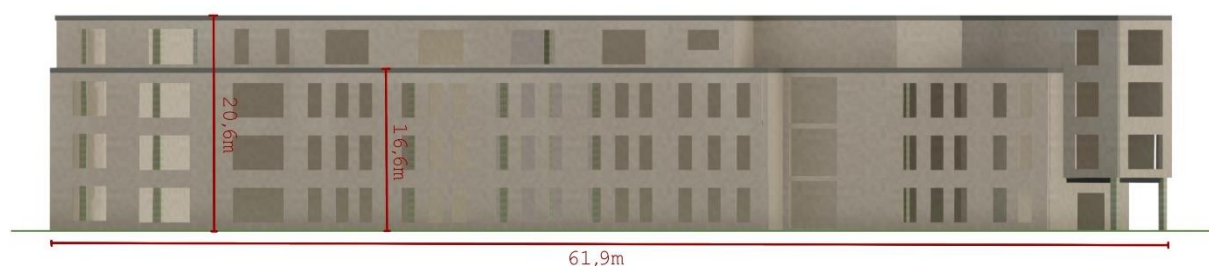
Skive	G (kN)	Arm (m)	Ms (kNm)	Mv (kNm)	Utnyttelse (%)
1.4	278,1	1.5	417,5	3120	748
2.2	370,8	2	741,6	4839	652
3.4	231,8	1,25	289,7	3791	1300
4.4	370,8	2	741	7474	1000
5.3	278	1,5	417,2	3791	909
6	Inaktiv	Inaktiv	Inaktiv	Inaktiv	Inaktiv
7	0	0	0	0	0

Tabell 15 - Utnyttelse for lastkombinasjon 2

Resultatene som kommer fra tabell 15 indikerer at ingen av skivene har kapasitet til å motstå oppløft fra ytre krefter ved hjelp av sin egenvekt. Tiltak som er gjort er beskrevet nærmere i kapittel 6.5. Som nevnt ovenfor er det noe usikkerhet knyttet til momentet, men det gir en god indikasjon. I likhet med beregningen for lastkombinasjon 1 er det kun tatt hensyn til egenvekt av skivene. Ved beregning av egenvekten for hulldekker med en belastning på 4kN/m^2 som virker på sjaktene, i tillegg til vekten av trappen, er det viktig å vurdere virkningen av disse lastene på konstruksjonens stabilitet i forhold til oppløft. Lastene genererer en nedoverrettet kraft som bidrar til stabilitet i strukturen, samtidig som det utjevner overskridelsen av oppløftet. Tross en betraktelig motvirkning av oppløftet er det ikke vurdert nok til å oppveie for skivene. For skivene som påvirkes av lastkombinasjon 2 er det nødvendig å vurdere utnyttelsesgraden ved dimensjonering av fundament.

5.2.4. Krav til forskyvning

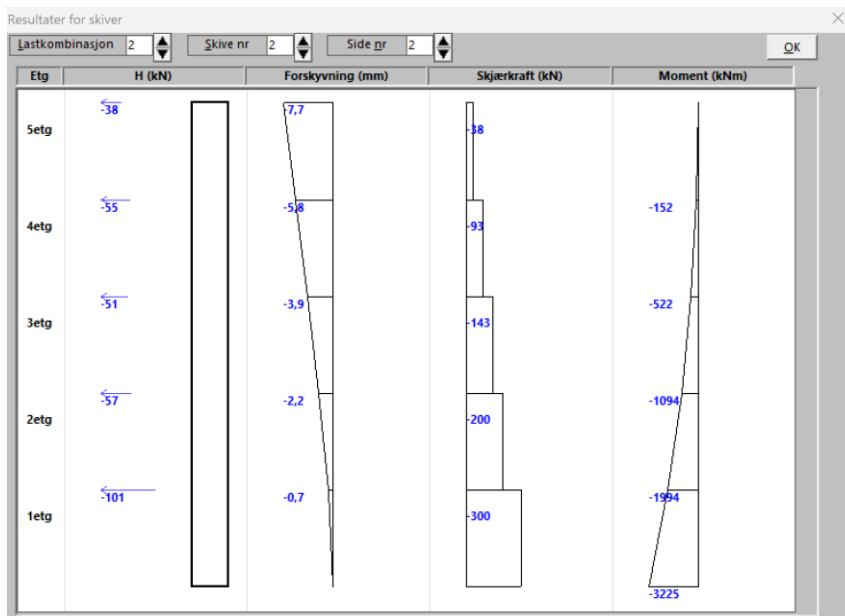
Kravet på $H/500$ brukes for forskyvning i toppen av bygget, og angis i (Betongelementboken, 2016). Resultater for forskyvninger er hentet ut fra beregning i V-skive og FEM-design. Det er kun beregnet for den verste forskyvningen av de to lastkombinasjonene i bruksgrense. Høyden som er tatt med i beregningen er satt til 20,6 meter, denne høyden tilsvarer kanten av vestfløyen slik det er vist i figur 48.



Figur 48 - Høyder på bygget

Skive	Lastkombinasjon	Forskyvning (mm)	Krav $H/500$ (mm)
2.2	2	7,7	41,2

Tabell 16 - Maks forskyvning i bruksgrense i V-skive

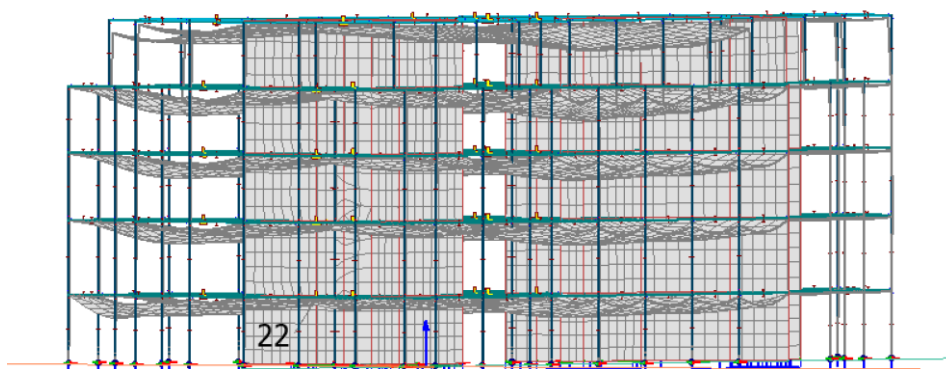


Figur 49 - Utregning, forskyvning fra V-skive i bruksgrense

Kontroll av forskyvningskravet viser en utnyttelse på 18,7% ved kravet på $H/500$ i vedlegg C3. Ved forskyvning i FEM-design er resultater hentet ut ved **Translational displacements** under lastkombinasjonen med lastfaktor på dominerende vindlast. Den verste forskyvningen på 22 mm kommer fra lastkombinasjon 2 som er mest ugunstig for heissjakten. Sjakten som får størst forskyvning i både FEM-design og V-skive er skive 2.2. Avviket på ca. 10 mm er som forventet da programmene operer noe ulikt med forskjellige begrensninger.

Skive	Lastkombinasjon	Forskyvning (mm)	Krav $H/500$ (mm)
2.2	2	22	41,2

Tabell 17 - Maks forskyvning i bruksgrense i FEM-design



Figur 50 - Forskyvning vist i FEM-design sett fra vestfløyen av bygget

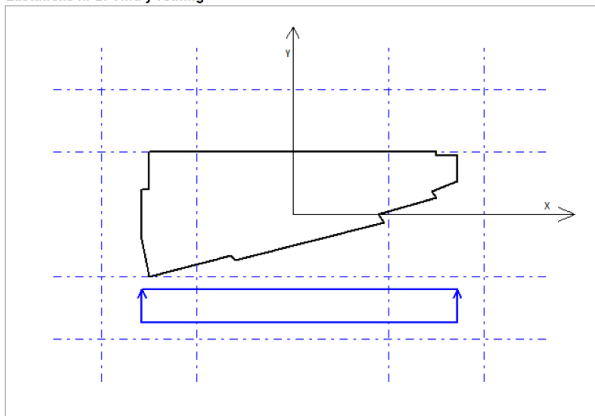
Kontroll er gjennomført på samme måte som i V-skive. Ved 22 mm er det utnyttelse på 53,4% i henhold til utbøyingskravet i vedlegg C3.

5.3. Forankring i fundament

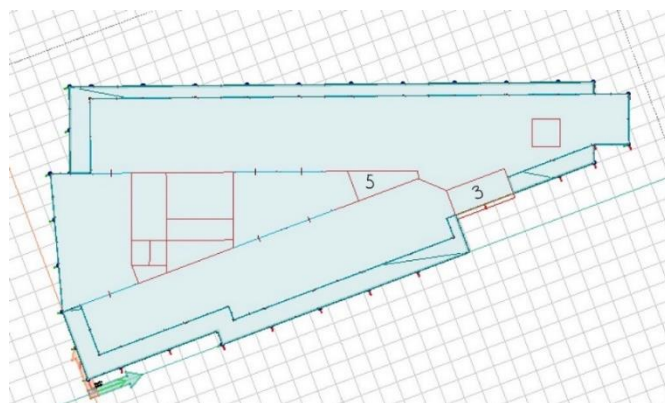
Basert på Multiconsult sin miljøgeotekniske grunnundersøkelse er det antatt fast fjell i vedlegg J1. Grunntrykket i fast fjell kan variere, men er her satt til 4000 kN/m². Grunntrykket er proporsjonalt med størrelsen av fundament og er dermed satt til konservativ side.

Momentet som befinner seg i de avstivende delene i konstruksjonen forsøker å velte fundamentet, samtidig som aksiallasten stabiliserer. Ved overskridelser i de utsatte skivene er det nødvendig å øke stabiliteten i fundamentet. Dette gjelder spesielt for sidene som utsettes for lastkombinasjon 2, der reaksjonskreftene er størst (vedlegg C2). Det er valgt å ta for seg skive nummer tre og fem, da disse er blant de letteste skivene i forhold til kreftene de er påført og sentral plassering (figur 52).

Lasttilfelle nr 2: Vind y-retning



Figur 51 – Lasttilfelle nr.2: Vind y-retning.

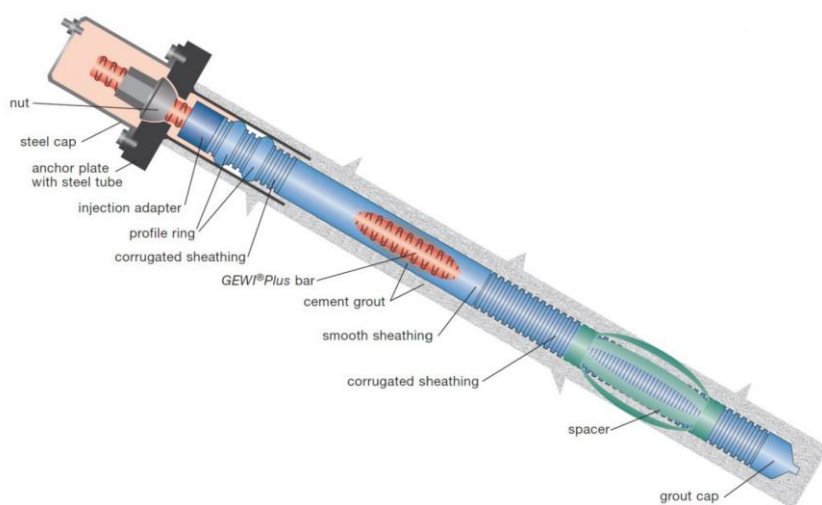


Figur 52 - Skive tre og fem vist i FEM-design

På bakgrunn av oppløftet som forekommer av vind fra y-retning er det nødvendig å forankre fundamentet. Når skiver blir utsatt for horisontal påkjenning kan oppløft fra fundamentet skje. Som videre kan føre til uønskede deformasjoner, true stabiliteten og gjøre skade på strukturen. Dimensjoneringen av fundamentet er basert på en vurdering av grunnforholdene på stedet. Forankring på fast fjell gir mange ulike muligheter for at skivene forblir stabilt festet i fundament og undergrunn.

Det finnes flere metoder for forankring til fjell, men vurderingen inkluderer ikke stålkjernepeler, spuntvegger og dybdefundamenter. For at armeringsstenger eller fjellbolter skal ta opp krefter, må det først oppstå en deformasjon. Det ble derfor valgt å bruke

spennstagg fra Dywidag Systems (DIBT, 2015). Ved å bruke Dywidag-system vil konstruksjonen bli stivere og deformasjonen i fundamentet bli mindre. Det planlegges boring av hull i riktig diameter i henhold til størrelsen på stagene. Deretter fylles det injeksjonsmasse i de forborede hullene, og stagene plasseres i fersk masse. Forspenningen oppnås ved at stagene blir dratt oppover med hydraulisk opp-spenningsutstyr. Videre blir de skrudd fast med muttere i en forankringslate i festeenden (figur 53).



Figur 53 - Dywidag stagforankring
fra <https://www.dywidag-sverige.se/geoteknik/stangforankring/>

I og med at det alternative bæresystemet er tyngre enn det prosjekterte, oppnås det et større stabilitetsmoment. Sjakten vil være tyngre da betong har vesentlig høyere tetthet enn massivtre. Dekket som er plassert over sjaktene, bidrar til økt vektbelastning. Ved et større stabilitetsmoment resulterer det i et mindre behov for forankring enn om bæresystemet hadde vært i tre. I figur 54 og 55 er det lagt ved utklipp av vekten til sjakt 3 og 5 i de to ulike bæresystemene. Vekten er basert på modellene som er modellert i FEM-design.

Quantity estimation

Storey	Structure type	Identifier	Quality	Section/ Thickness [m]	Height [m]	Width [m]	Total length[m]/ Total area[m2]	Volume [m3]	Total weigh [t]	Formwork [m2]	Reinf. [kg/m, kg/h]
	Wall	W	C35/45					197.518	503.360	2097.261	
TOTAL								197.518	503.360	2097.261	

Figur 54 – Masser til sjakt 3 og 5, for alternativt bæresystem

Quantity estimation

Concrete Reinforcement Steel Timber Brick/Masonry Profiled panel Timber panel

Storey	Structure type	Identifiser	Quality	Section/ Thickness[mm]	Unit weight [t/m, t/m ²]	Total length[m] Total area[m ²]	Total weight [t]	Painted area [m ²]
	Beam	B	GL 28h				8.637	290.4
	Column	C	GL 28h				14.879	335.9
	Wall	W	GL 32h				96.784	2145.2
TOTAL							120.300	2771.5

Figur 55 - Masser til sjakt 3 og 5, for bæresystem i tre

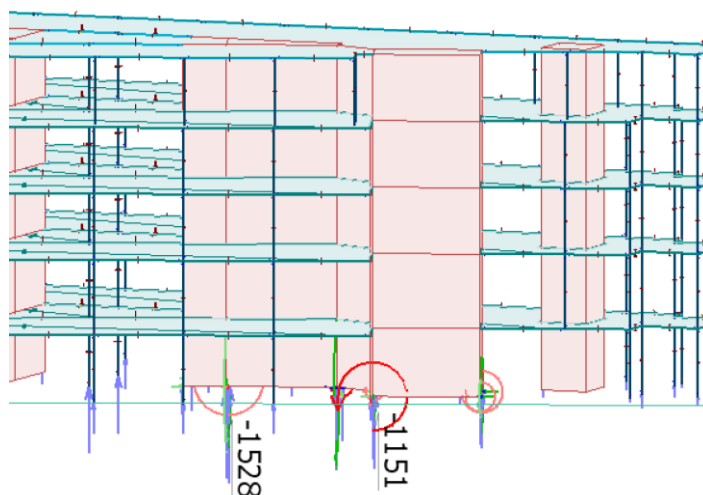
For å sammenligne tallene fra V-skive med FEM-design, er det nødvendig å finne aksiallasten på grunn av egenvekt og moment fra vind i FEM. Dersom aksiallasten oppadrettet fra vind er større en nedadrettet aksiallast fra egenvekten, vil oppløft forekomme.

For skive 3 er aksiallasten funnet til 1151 kN som er en betydelig mindre verdi enn de 2002 kN som er beregnet i V-skive (vedlegg C2). For skive nummer 5 i FEM, er det beregnet til 1528 kN. Lignende skive i OS-prog er funnet til 2620 kN.

Load cases

- egenlast
- nyttelast1
- nyttelast2
- nyttelast3
- nyttelast4
- snølast
- svinn
- Wind load X+
- Deviation X+
- Wind load X-
- Deviation X-
- Wind load Y+
- Deviation Y+
- Wind load Y-
- Deviation Y-

Figur 56 – Resultater for egenlasten

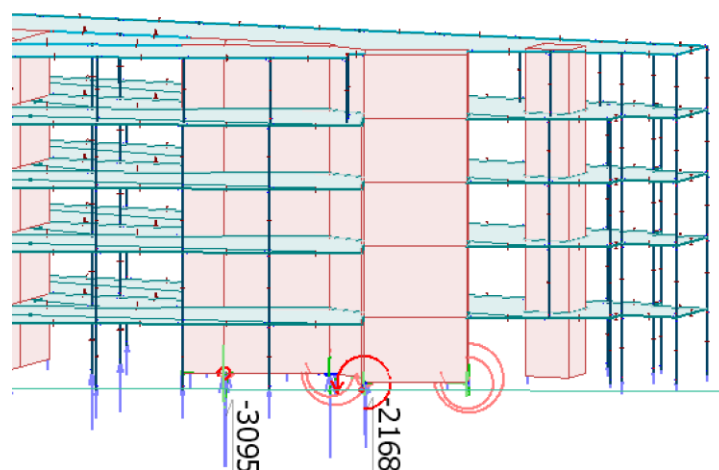


Figur 57 - Opplagerreaksjoner for egenlast

Figur 58 viser aksiallastene på grunn av moment fra vind. Lastkombinasjon 13 som er vist i figur 55 tar for seg vindlasten med lastfaktor på 1,5. For skive nummer 3, er lasten beregnet til 2168 kN. I V-skive er den samme skiven beregnet til 3791 kN (vedlegg C2). Når det gjelder skive nummer 5 er den funnet til 3095 kN i FEM-modellen. For skive nummer 5 i V-skive er den lignende skiven dimensjonert til 3831 kN.

Combination		
1	U	LC1UULS
2	U	LC2UULS
3	U	LC3UULS
4	U	LC4UULS
5	U	LC5UULS
6	U	LC6UULS
7	U	LC7UULS
8	U	LC8UULS
9	U	LC9UULS
10	U	LC10UULS
11	U	LC11UULS
12	U	LC12UULS
13	U	LC13UULS
14	U	LC14UULS
15	U	LC15UULS
16	U	LC16UULS
17	Sc	LC1ScLS

Figur 58 - Lastkombinasjon hvor vindlasten er dominerende



Figur 59 - Opplagerreaksjoner fra vindlast

Når man analyserer sammenhengen i FEM-design mellom aksiallasten fra egenvekten av skivene, opp mot aksiallasten som kommer av momentet fra vind, er sistnevnte vesentlig større. I likhet med utregningene fra V-skive vil det oppstå oppløft i for skive nummer 3 og 5. Et interessant tema er at tallene er såpass ulike i de to beregningsprogrammene. Begrensningene til V-skive i forhold til geometri-tilpasningen, samt at det ikke er tatt hensyn til egenvekt av dekkene som ligger på skivene er avgjørende faktorer til konservativ side. Derfor kan aksiallasten på grunn av momentet fra vind i FEM-design ansees mer nøyaktig enn det som er beregnet i V-skive.

6. Sammenligning

Sammenligningen fokuserer på aspekter som kapasitet, materialenes brannsikkerhetsegenskaper, prisoverslag og livssyklusen til de to bæresystemene. Beregningene av klimagassutslipp og prisoverslaget tar kun hensyn til de bærende elementene i kontorbygget, og betrakter ikke faktorer som innervegger, energiforbruk og byggetid. Videre er taket og andre elementer som er felles for begge bæresystemene, utelatt fra vurderingen.

6.1. Bruksvennlighet

Stål, betong og tre er alle materialer som brukes i byggebransjen, med hver sine unike egenskaper og fordeler. Mens stål er kjent for sin fleksibilitet og allsidighet, er betong kjent for sin robusthet og kompresjonsegenskaper, og tre for sin letthet og evne til å dempe vibrasjoner. Kapittel 3 definerer og beskriver egenskapene til materialene, slik at de er tydelig identifisert.

Generelt sett er tre det materialet som er lettest å arbeide med sammenlignet med stål og betong. Dette er spesielt nyttig i byggeprosjekter der det er behov for løfting, montering og justering av bygningsdeler på byggeplassen. Bruken av konvensjonelle håndverktøy forenkler arbeidsprosessen da materialet på enkelt vis kan bearbeides etter prosjektets behov.

Stål har gode egenskaper innen styrke, fleksibilitet og allsidighet. Det har en høy styrke-tilvekt-forhold, noe som gjør det ideelt for konstruksjoner som krever høy bæreevne og motstandskraft mot belastninger. Stålkonstruksjoner kan tåle store spennvidder og er velegnet for bygninger og infrastruktur med kompleks utforming. Sammenlignet med betong er stål og tre fleksibelt nok til å absorbere vibrasjoner og motstå jordskjelvbølger. Imidlertid kan stål kreve nøye planlegging og utførelse for å sikre riktig dimensjonering og korrosjonsbeskyttelse.

Betong er et materiale med gode kompresjonsegenskaper, som gjør det ideelt for søyler, bjelker og vegger. Betongen tilpasses ulike formål etter prosjektets krav, og blir enten levert som prefabrikkert eller plastøpt på stedet. Betongkonstruksjoner har en lang levetid og krever minimalt vedlikehold. De kan tilpasses til å ha komplekse geometrier, noe som gir rom for variert design. Imidlertid er betong som materiale tungt og kan by på utfordringer når det kommer til håndtering, spesielt i prosjekter som krever høy presisjon og finjustering. I likhet med stål, er betong også et holdbart og pålitelig konstruksjonsmateriale med lang levetid, og minimalt behov for vedlikehold.

6.2. Brann

I henhold til TEK17 (DIBK, 2017) er det etablert tilfredsstillende krav til brannsikkerhet for konstruksjoner. Disse kravene omfatter bæreevne av konstruksjonen over en tilstrekkelig brannvarighet. Brann utgjør en betydelig trussel, og derfor er det utviklet ulike risikoklasser basert på bruksområder og menneskelig aktivitet. Risikoklassene danner grunnlaget for videre prosjektering, slik at effektiv evakuering, redning og slokking kan gjennomføres.

Virksomhet	Risikoklasse
Kontor	2

Tabell 18 - Virksomheter med tilhørende risikoklasse, ref §11-2
fra <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/11/i/11-2>

I veiledningen til bestemmelsene om risikoklasser er kontorarealer kategorisert som risikoklasse 2. Basert på byggets risikoklasse, størrelse og geometri, vil Krohnen, et fem-etasjers kontorbygg, bli plassert i brannklasse 3, etter figur 60. Brannklassene brukes som retningslinjer for planlegging og utførelse, for å sikre at konstruksjonen har tilstrekkelig brannmotstand.

Risikoklasse	Antall etasjer			
	1	2	3 og 4	5 eller flere
1	-	BKL 1	BKL 2	BKL 2
2	BKL 1	BKL 1	BKL 2	BKL 3
3	BKL 1	BKL 1	BKL 2	BKL 3
4	BKL 1	BKL 1	BKL 2	BKL 3
5	BKL 1	BKL 2	BKL 3	BKL 3
6	BKL 1	BKL 2	BKL 2	BKL 3

Figur 60 - Brannklasser for byggverk
fra <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/11/i/11-3>

Diverse krav er gjeldene for ulike bæresystemer, i de forskjellige brannklassene. For brannklasse 3 må det bærende hovedsystemet oppfylle en brannmotstand på R90. De valgte materialene og bæresystemet må kunne motstå brann i minst 90 minutter, slik at bygningen kan opprettholde sin strukturelle integritet og tillate sikker evakuering.

Ved forbrenning av tre dannes et kullag som har en effektiv isolasjonsevne mot det underliggende trematerialet. Etter hvert som brannintensiteten avtar, kan det oppstå en situasjon der det ikke er tilstrekkelig energi, til å varme opp treet bak kullaget. Dette fører til en stagnasjon av innbrenningsprosessen. Forbyggende tiltak for å minimere risikoen er omfattende bruk av brannhemmende behandlinger, samt installasjon av effektive slukkings- og varslingssystemer.

Brann i et betongbygg medfører økt sikkerhet sammenlignet med trebygg. Betong er et ikke-brennbart material med høy brannmotstand, noe som gir solid beskyttelse mot brann.

Stålets styrke opplever en betydelig reduksjon ved eksponering av høye temperaturer, og denne nedgangen kan resultere i tap av både stabilitet og bæreevne. Som en konsekvens øker risikoen for strukturelt sammenbrudd, grunnet materialets bæreevne og bøyeegenskaper. Til tross for dette er stål et ikke-brennbart materiale, i motsetning til tre, og bidrar dermed til å begrense brannspredningen.



Figur 61 - Brannbeskyttelse for stålmaterialer

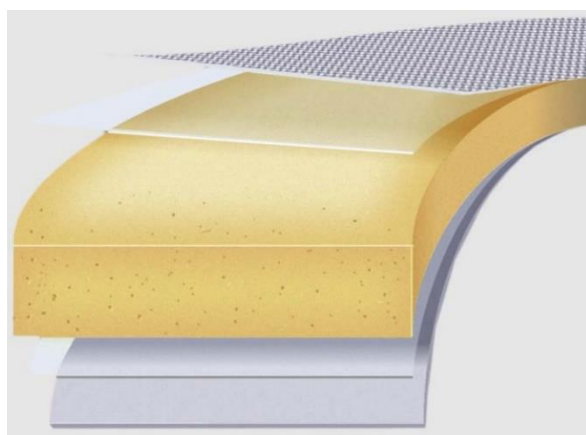
fra <https://www.isopartner.no/nb/nyheter/conlit-rocker-fremdeles>

Branndimensjoneringskravene for det bærende systemet er uavhengig av materialet som tas i bruk, men gjennomføringen av forebyggende tiltak varierer. Betongkonstruksjoner krever minimal beskyttelse, da materialet har naturlig høy motstand mot brann. Stål derimot krever brannhemmede innpakning for å opprettholde strukturell integritet ved høye temperaturer. Trekonstruksjoner kan kreve installasjon av blant annet sprinkleranlegg og brannceller.

Gjennom å følge disse bestemmelsene sikrer Krohnen at det oppfyller de nødvendige brannsikkerhetskravene for å beskytte liv og eiendom. Brannsikkerhetsplanlegging og implementering av passende bæresystemer bidrar til å minimere brannrisikoen og opprettholde et trygt arbeidsmiljø for de ansatte i bygningen.

6.3. Lyd

Lydegenskapene til tre, betong og stål kan sammenlignes for å vurdere deres evne til å redusere støy og skape et behagelig innemiljø. Stål er vanligvis ikke det foretrukne materialet når det gjelder lyddemping, på grunnlag av begrensede egenskaper som refleksjon og overføring av lydbølger, i stedet for absorpsjon. Derfor er stål sjelden brukt som et primært lydreduserende tiltak. Imidlertid er det mulig å oppnå bedre lydisolering ved å bruke sandwichelementer med rockwool mellom to stålplater, illustrert på figur 62.



Figur 62 - Sandwichprinsippet med rockwool-isolering
fra <https://www.havsterk.no/sandwich-konseptet/>

Betong har gode lydisolerende egenskaper på grunn av sin høye masse og stivhet. Materialer med høy masse og stivhet er generelt mer effektive til å redusere overføringen av lyd mellom rom. Det finnes ulike typer betong med forskjellig tetthet tilpasset prosjektets krav. For å forbedre betongkonstruksjonens støyisolierende evne, kan lydisolerende materialer og teknikker som isolasjonslag, lyddempende membraner og avstandsstykker brukes. I tillegg er det viktig å unngå flankeoverføring og effektiv bruk av knutepunktløsninger.

Ved kombinasjon av treverk og andre materialer med høy lydabsorpsjonsevne, for eksempel mineralull, kan man ytterligere forbedre trekonstruksjonens lydegenskaper. En godt utformet tak- og veggkonstruksjon, sammen med bruk av lydisolerende materialer, er avgjørende for å redusere lydnivået og forbedre akustikken i trebygninger.

6.4. Klima og miljø

Etter ønske fra prosjekterende skal Krohnen bygges i massivtre, slik at det er kapabelt for å oppnå best mulig resultat med tanke på miljøambisjoner. Dette er på bakgrunn av hovedmålene for konstruksjonen, som er å holde klimafotavtrykket så lavt som mulig. Klimafotavtrykket er definert som «*summert direkte og indirekte utslipp av klimagasser som forårsakes av bygget*» (GC Rieber, 2021). For å oppnå et redusert CO₂ avtrykk har prosjekterende valgt å erstatte betong og stål med tre. For å evaluere om det alternative bæresystemet er konkurransedyktig med massivtre på klimaavtrykk, er det hensiktsmessig å gjennomføre en livssyklusanalyse.

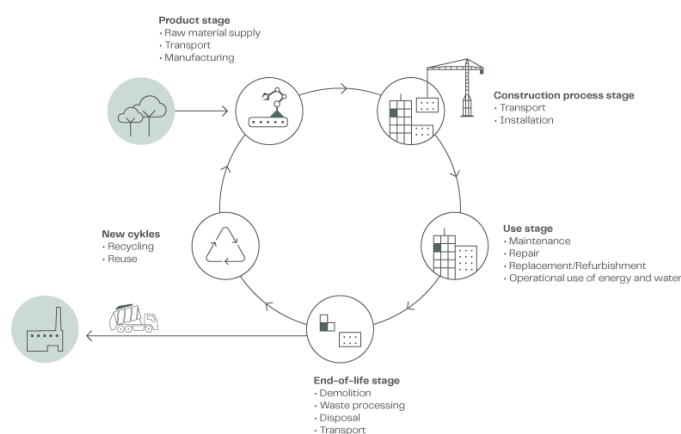
6.4.1. Startfasen

Livssyklusanalyse (LCA) gjør det mulig å beregne miljøprestasjonen til bygninger og livsløpet til dens materialer. One Click LCA gir oversikt over miljøbelastningen til konstruksjonen i henhold til diverse standarder og krav. Gjennom byggets levetid er det en rekke faktorer som er med å påvirke materialets totale utslipp. LCA tas ofte i bruk i startfasen av et prosjekt, da man kan identifisere de fremtredende miljøpåvirkningene som kan oppstå, ved et spesifikt tidspunkt (figur 63). Ved å benytte seg av denne metoden kan klimaavtrykket analyseres før det tas en besluttet løsning. En livsløpsvurdering tar for seg de relevante faktorene, slik at man kan konstruere et solid bygg med de beste forutsetningene for liten miljøbelastning.

LCA opererer med ulike miljødeklarasjoner, såkalte EPD (*Environmental Product Declaration*). EPD-ene er standardisert i henhold til ISO 14025 og EN 15804. De er utviklet for å gi et felles, objektivt grunnlag for sammenligning av ulike produkter innen samme kategori, på tvers av landegrenser (EPD-Norway, 2015). Formålet er å kunne velge det mest gunstige produktet basert på informasjonen som er oppgitt i miljødeklarasjonen.

I analysen er det hovedsakelig benyttet produkter fra velkjente leverandører, som er miljøsertifisert i Norge. I prosjekteringen har det vært prioritert å ta i bruk lokale leverandører i størst mulig grad, med formål å begrense miljøbelastningen som forekommer ved transport. Stål- og betongprodusenter er lokalisert innen 100 km fra anleggsplass. Leverandør av massivtre er ikke like utbredt i Norge, så transportavstanden vil derfor være noe lenger, men i 2019 åpnet Splitkon verdens største massivtrefabrikk på Åmot. Fabrikken befinner seg 450 kilometer unna prosjektet, og alle materialer for analysen er beregnet og produsert herifra.

Life cycle assessment (LCA)



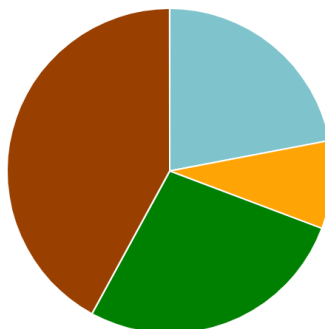
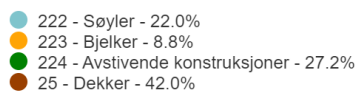
Figur 63 - Byggets livsløp

fra <https://www.windowmaster.no/baerekraftighet/miljodeklarasjon-epd/>

6.4.2. Klimautslipp

Mengden av stål og betong er tatt ut av modell i FEM-Design som er dimensjonert for alternativt bæresystem. Systemet har et totalt klimagassutslipp på 534 tonn CO₂e. Data fra figur 64 viser at den største andelen av utslippet kommer fra de horisontale komponentene i bygget, nemlig dekkestrukturen. Denne delen utgjør nær 42% av det samlede utslippet. Videre står de avstivende betongsjaktene også for en betydelig del av klimaavtrykket på omtrent 27%. Modellen er ikke fullstendig optimalisert, noe som kan resultere i at alternativet med stål og betong kan komme ut noe dårligere enn det som fremgår av sammenligningen.

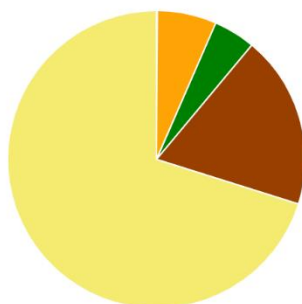
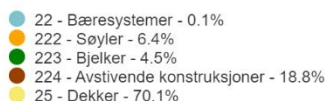
Klimagassutslipp kg CO₂e - Klassifikasjoner



Figur 64 - Utslipp av stål og betong

Det opprinnelige bæresystemet av tre har et samlet utslipp på 388 tonn CO₂e, hentet fra egen modell i FEM-design. Figur 65 viser at dekkene i bygget står for over 70% av det totale utslippet. Det er nødvendig å utarbeide en egen modell i tre for å kunne estimere en anslått verdi av mengde massivtre i analysen. Da bygget enda ikke er oppført fikk vi kun et omtrentlig tall på trevirke som er tatt i bruk fra Multiconsult. Dette var anslått til å være rundt 1900 kubikkmeter, noe som stemte godt med FEM-analysen. Innhente data for de forskjellige bæresystemene er derfor relevant. Alternative løsninger for dempet støy eller gulvavretning er ikke tatt hensyn til. Dersom påstøp av betong er planlagt tatt i bruk på tredekkene, vil dette gi et godt bidrag på det totale regnskapet.

Klimagassutslipp kg CO₂e - Klassifikasjoner



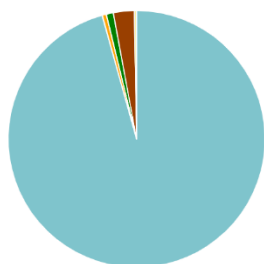
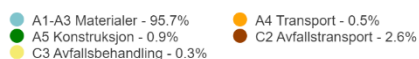
Figur 65 - Utslipp av massivtre

6.4.3. Sammenligning av utslipp

Konstruksjonen i tre har lavere utslipp av CO₂e enn den alternative konstruksjonen, som ventet. Materialutslippene er nesten 40% høyere i stål- og betongkonstruksjonen. Til gjengjeld har tre-bygget større utslipp fra transport (figur 66 og 67). Ved å benytte seg av stål og betong har man vesentlig større fleksibilitet når det kommer til transport og produksjon lokalt. Massivtre har i store deler vært produsert og fraktet fra Sentral-Europa til Norge frem til nyere tid (Nyrud & Glasø, 2018). Treverk frigjør CO₂ ved rivning eller nedbrytning, som vil forårsake et klimagassutslipp på slutten av sin levetid. Stål og betong besitter ikke samme evnen som tre og vil dermed ikke slippe ut CO₂ ved rivning.

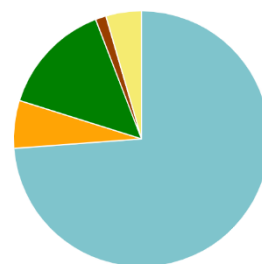
Både betong, stål og tre er materialer som er godt egnet for gjenbruk. Betong kan blant annet brukes som etablering av veier og parkeringsplasser, eller fyllmasse til terreng. Dette gjelder så lenge betongen er ren og fri for miljøskadelige stoffer (Kontrollrådet, 2023). Materialer fra trekonstruksjoner blir levert til forbrenningsanlegg hvor det produseres fjernvarme eller blir brukt til bioenergi. Ved gjenbruk spares miljøet for ytterligere forurensning og treverkets frigjøring av CO₂ er ikke et like stort problem i bygg- og anleggsbransjen dersom det gjenvinnes (Hegnes & Øvrom, 2020). Også stål er blitt et gjenbruksmateriale med god klimagevinst (Norsk stål, 2022a). Stål er et 100% resirkulerbart materiale som er godt egnet til gjenbruk grunnet opprettholdelse av sine mekaniske egenskaper over tid. Det resulterer også i økonomiske fordeler ved redusere utvinningen av nytt stål.

Klimagassutslipp kg CO₂e - Livssyklus-stadier



Figur 66 - Livssyklus-stadier for stål og betong

Klimagassutslipp kg CO₂e - Livssyklus-stadier



Figur 67 - Livssyklus-stadier for massivtre

6.4.4. Resultat

Resultatene fra livssyklusanalysen indikerer at bæresystemet i tre synliggjør bedre miljøpresentasjoner enn det alternative bæresystemet. En helhetlig sammenligning viser at det opprinnelige bæresystemet har en reduksjon på nesten 25% i CO₂-ekvivalent utslipp, i forhold til det alternative bæresystemet, vedlegg E2. Analysen er kun basert på materialmassen fra bæresystemene, transport og beregningsperiode. Det er ikke tatt høyde for langsiktige forhold som vedlikehold, energiforbruk og ytterlige scenarier som kan forårsake at analysen blir noe misvisende. Det er verdt å merke seg at en konstruksjon i massivtre er mindre fleksibel enn om man bygger i stål og betong. Med kortere spennvidder og flere bærende søyler i en konstruksjon, kan det medføre problemer dersom man ønsker å endre planløsningen ved et senere tidspunkt. I stål og betong vil antall bærende søyler være redusert og muligheten for endring er mer fleksibelt. En eventuell prosess som krever ombygging i tre vil derfor være en vesentlig utslippsfaktor i et stort regnestykke, sammenlignet med stål og betong.

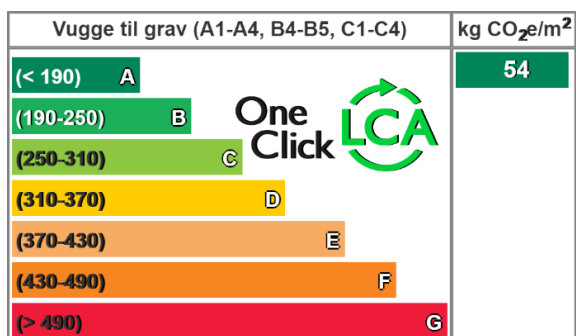
Resultatkategori	Globalt oppvarmingspotensial (incl. +A2) kg CO ₂ e	Biogent karbonlagring kg CO ₂ e bio	Klimagassutslipp, LULUC kg CO ₂ e
A1-A3 Byggematerialer	5,109E5	0E0	2,912E1
A4 Transport til byggeplassen	2,786E3		9,393E-2
A5 Byggeplass	4,729E3		1,992E-2
C1-C4 Endt levetid	1,552E4		4,673E0
D Utøver livsløp (ikke inkludert i totalen)	-2,203E5		-1,475E2
Total	5,34E5	0E0	3,39E1

Figur 68 - Total miljøpåvirkning fra livsløpsvurdering i stål og betong.

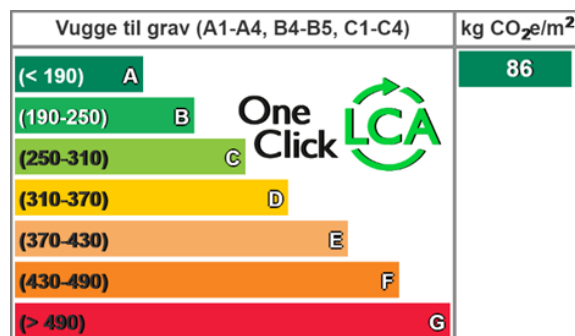
Resultatkategori	Globalt oppvarmingspotensial (incl. +A2) kg CO ₂ e	Biogent karbonlagring kg CO ₂ e bio	Klimagassutslipp, LULUC kg CO ₂ e
A1-A3 Byggematerialer	2,864E5	2,179E6	0E0
A4 Transport til byggeplassen	2,336E4		8,155E-1
A5 Byggeplass	5,551E4		7,887E-1
C1-C4 Endt levetid	2,262E4		3,907E0
D Utøver livsløp (ikke inkludert i totalen)	-1,74E5		-2,381E1
Total	3,879E5	2,179E6	5,511E0

Figur 69 - Total miljøpåvirkning fra livsløpsvurdering i tre.

I sammenheng med hver enkelt miljøpåvirkningsindikator vil analysen gi et overordnet resultat knyttet opp mot LCA. Dette omtales som bundet karbonreferanse og beregnes over en 60-års vurderingsperiode for alle materialene som er tilknyttet bygget. Transport og materialutskiftning i levetidsprosessen er også inkludert. Disse påvirkningene kombinert, angir et totalutslipp basert på brutto areal i kg CO₂e/m². Det totale utslippet er klassifisert i kategoriene A-G, der A er ønskelig. Krohnen som er definert som et kontorbygg, tilhørende «CH Q3 2020 Nordics» som inngår i kontor- og næringsbygg.



Figur 70 - Bundet karbonreferanse i tre



Figur 71 - Bundet karbonreferanse i stål og betong

Referert til figur 70 og 71, er begge bæresystemene innunder A-kravet på 190 kgCO₂e/m², med henholdsvis 54 og 86 kgCO₂e/m². Karbonreferansen viser tydelig at begge bæresystemene gir gode resultater knyttet til LCA-analysen, men at tre er det mest miljøvennlige alternativet. Som det er blitt nevnt tidligere er det gjort diverse utelatelser i analysen da det bare er bæresystemet det er gjort rede for. I en komplett konstruksjon kreves det en betydelig mengde mer materialer, som kan skape usikkerhet rundt analysen. Det er derfor rimelig å forvente at verdien og eventuelt klassen kan endres.

6.4.5. Materialkostnad

Materialkostnader er en av de mest sentrale faktorene i et byggeprosjekt, og kan utgjøre en betydelig andel av totalkostnaden. Skal man sikre en lønnsom og effektiv byggeprosess er det viktig at kostnader er nøye kartlagt på forhånd. Å beregne totalkostnaden på et prosjekt er mer komplekst enn mengde og enhetspris. Indirekte kostnader som materialets byggetid, mengden materiale som ikke inngår i den bærende strukturen, og interiør er ikke tatt med i beregningen. Prisbeslaget under er derfor et grovt anslag på den bærende strukturen hentet fra de to modellerte systemene.

For å anslå hvilket bæresystem som kommer best ut på pris, er det hentet ut enhetspriser på forskjellige komponenter i konstruksjonen fra Norsk Prisbok, referert vedlegg I1. Dette er et oppslagsverk som benyttes i byggenæringen. Enhetsprisen som det er tatt utgangspunkt i, inkluderer kostnader som armering, festemateriell, isolasjon og andre punkter.

Bygningsdel	Mengde	Totalt	Bygningsdel	Mengde	Totalt
Dekke	4250m ²	13 421 500,-	Dekke	4250 m ²	6 906 250,-
Sjakt	2767 m ²	6 532 887,-	Sjakt	2767 m ²	7 039 248,-
Søyler	1188 m ²	743 625,-	Søyler	56,5 tonn	2 756 433,-
Bjelker	1947 m ²	1 503 084,-	Bjelker	170 tonn	2 021 716,-
Totalt	Tre	22 201 096,-	Totalt	Stål & betong	18 723 647,-

Differanse 3 477 449 NOK

Tabell 19 - Prisanslag

6.4.5.1. Stål og betong

Tabell 19 inneholder oversikt over både vertikale og horisontale strukturer inkludert elementlengder og estimerte priser. Valg av produkt og dimensjon er kontrollert og bestemt i FEM-design. Det er regnet med eksakt verdi og ikke tatt hensyn til avkapp og svinn. Totalprisen for stål og betong vil ligge i overkant av 18,7 millioner kroner.

6.4.5.2. Tre

Prisen som er estimert for trekonstruksjonen er også hentet fra FEM-design, i egen tre-modell. Mesteparten av bygningsdelene er konstruert i massivtre, i tråd med prosjektets eksisterende planer. Videre har det blitt utført kvalitetskontroll for å sjekke at størrelse og fasthetsklasser i FEM-modellen samsvarer med Solibri-filen som er blitt levert. Estimert verdi for bæresystemet i tre vil være rundt 22,2 millioner kroner.

6.4.5.3. Sammenligning

Bæresystemet i stål og betong er etter utregningene vurdert som den rimeligste løsningen, og vil koste 3,5 millioner kroner mindre enn konstruksjonen i tre. Det viser seg at tradisjonelle materialer er billigere enn trevirke, til tross for en konkurransedyktig utvikling innen treindustrien. Et økende marked av produkter og produsenter har resultert i lavere kostnader, men tvunget frem innovative løsninger. I «byggekostnadskalkulator» fra (Byggfakta, 2022), gis det et prisestimat for byggeprosjekter basert på areal og bygningstype. Prisanslaget til kontorbygget på 6130 kvm er beregnet til 62,5 millioner. Generelt kan bæresystemet representere en betydelig andel i hele byggeprosjektet fra oppføring til

ferdigstillelse. Det viser seg at bæresystemet kan utgjøre alt fra 15% til over 30% av de totale kostnadene for en konvensjonell bygning (steelconstruction.info, 2017). Prisanslaget fra ByggFakta sett i sammenheng med beregnet kostnad for de to bæresystemene, vil det ligge på omtrentlig 30% av prisanslaget for byggeprosjektet. Dette tyder på et balansert regnskap i form av materialmengde og enhetspris, når en sammenligner det alternative bæresystemet opp mot hva forskning viser (steelconstruction.info, 2017).

Beregningene av det opprinnelige og alternative bæresystemet vil kun gi et estimat på størrelsesorden (vedlegg I2). Tallene ville blitt mer representative dersom ferdig FEM-modell eller data fra oppført bygg var tilgjengelig. Gitt at man skulle gått dypere i sammenligningen er det naturlig å ta høyde for byggetid og bearbeiding av materialene. Byggetid i massiv- og limtre vil gi store kostnadsbesparelser med tanke på effektivitet, som ville utjevnet totalregnskapet. Stål og betong krever mer bearbeiding enn trevirke, som også ville gjort betydelige utslag på kostnadsrammen til prosjektet. Basert på dagens virkelige marked er de fleste byggematerialene i betong og stål billigere enn i massivtre (*Norsk prisbok*, 2022). Det kan derfor antas at bæresystemet i stål og betong kommer best ut økonomisk, med en kostnadsbesparelse på nesten 20% for selve bæresystemet.

7. Konklusjon

Studiets formål har vært å gjennomføre en dimensjonering for bæresystemet i stål og betong. Videre er det vurdert opp mot et forprosjektert kontorbygg med bæresystem i tre. I alternativsvurderingen har fokuset vært å se om det dimensjonerte bæresystemet i stål og betong kan være konkurransedyktig på kapasitet, klima og kostnad mot det antatt mer miljøvennlige bæresystemet i tre.

Det alternative bæresystemet er konstruert til å ha tilstrekkelig kapasitet og bæreevne i henhold til oppdaterte standarder og forskrifter. Det er tatt hensyn til lastkombinasjoner og påkjenninger, i tillegg til en større vurdering av seismiske påkjenninger, da systemet ikke ble omfattet av utelatelseskriterier. Resultat fra analyser og beregninger indikerer at bæresystemet har tilstrekkelig kapasitet til å håndtere påkjenningene som påvirker elementene i strukturen.

Sammenligning av klimafotavtrykkene knyttet til tre, betong og stål viste positive resultater for begge bæresystemene i livsløpsanalysen, ved å oppnå klasse A-sertifisering.

Livsløpsanalysen kan dog ikke betraktes som fullstendig, men gir en nyttig indikasjon på at bruk av stål og betong oppnår gode resultater analysert mot tre. Det er mulig å benytte seg av tradisjonelle materialer på en bærekraftig måte og samtidig oppnå positive miljøresultater.

Den økonomiske sammenligningen er gjort på bakgrunn av enhetspriser fra Norsk Prisbok. Etter utregninger viser det at å bygge i stål og betong er billigere enn massivtre. Økonomiske analysen tar kun for seg bæresystemet og ikke hele bygget. Det kreves derfor nøyere utregninger for å fastslå et endelig resultat. Det er også gjort en betydelig reduksjon av antallet på søyler og bjelker i det alternative bæresystemet grunnet kapasitet, som vil ha innvirkning på totalkostnaden.

Med dette konkluderer vi at betong- og stålindustrien har gjort betydelige fremskritt på både gjenbruk og utvinning av materialer på en mer bærekraftig måte. Massivtrebebyggelse viser seg å være ledende på klimaavtrykk, men utfordres samtidig på konkurransedyktig pris. Basert på evnen stål og betong har til å tilpasse seg ulike konstruksjoner, sammenlignet med tre sin begrensede fleksibilitet, bør bæresystemene konkurrere på like vilkår.

8. Forslag til videre arbeid

I løpet av denne oppgaven har det blitt foretatt vurderinger over et bredt spekter av emner. Gitt begrensninger i tid, har det vært nødvendig å utelate diverse temaer under dimensjonering av bæresystemet. Ved en mer omfattende gjennomgang bør følgende punkter vurderes:

- Dimensjonering av fundament
- Kontrollere tilstrekkelig kapasitet ved knutepunkt
- Kontrollere skive 1, 2, 4 og 7 ved beregning av veltemoment i FEM-design
- Utføre seismiske beregninger forhånd
- Komplette BREEAM-analyse
- Fullstendig analyse av alle kostnader

9. Referanser

- Alexander, S. (2010, september). *Forspente hulldekker*. Betongelementboken.
https://betongelementboka.betong.no/betongapp/BookA.asp?isSearch=0&liID=71&DocumentId=BindA/Del_2/A7/7_1_Forspente_hulldekker.pdf&BookId=A
- Bartolomei, R. T. (2021, juli 19). Bør vi bygge med tre eller betong? *Fremtidens Byggenæring*. <https://www.fremtidensbygg.no/bor-vi-bygge-med-tre-eller-betong/>
- Betongelementboken. (2016). *Avstivning og kraftoverføring—Bind B*. s. 157.
- Bjørberg, S., Larsen, A., & Øiseth, H. (2007). Livssyklus kostnader for bygninger. *Dibk.no*.
<https://dibk.no/globalassets/eksisterende-bygg/publikasjoner/livssyklus-kostnader-for-bygninger.pdf>
- Byggfakta. (2022). *Byggekostnader*. <https://www.byggfakta.no/byggekostnader>
- Byggforsk. (2020, september 21). *Brannbeskyttelse av stålkonstruksjoner*.
https://www.byggforsk.no/dokument/314/brannbeskyttelse_av_staalkonstruksjoner
- DIBK. (2017). *Sikkerhet ved brann*. Direktoratet for byggkvalitet.
<https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/11/i/innledning>
- DIBT. (2015). *Dywidag permanent bar anchors*.
- Direktoratet for byggkvalitet. (2017). *Sikkerhet ved brann*.
<https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/11/i/innledning>
- Eie, J. (2003). *Stålkonstruksjoner 2* (1. utgave). NKI Forlaget.
- Eriksson, M. (u.å.). *Jern og stål*. SINTEF. Hentet 14. mai 2023, fra
<https://www.sintef.no/ekspertise/sintef-industri/materialer-og-nanoteknologi/jern-og-stal/>
- Fakta om betong*. (u.å.). Hentet 14. mai 2023, fra <https://www.betong.no/fakta-om-betong/>
- FN. (2020, desember 22). *Parisavtalen*. <https://www.fn.no/om-fn/avtaler/miljoe-og-klima/parisavtalen>
- FremtidensBygg. (2017, september 8). *Lavest klimapåvirkning med høyhus i tre*.
<https://www.fremtidensbygg.no/lavest-klimapavirkning-med-hoyhus-i-tre/>
- Friquin, K. L., & Denstad, D. (2020, januar 27). *Trygt å bruke massivtre i bærekonstruksjoner*. SINTEF. <https://www.sintef.no/siste-nytt/2020/trygt-a-bruke-massivtre-i-barekonstruksjoner/>
- Friquin, K. L., Olsø, B. G., & Hisdal, J.-M. (2021, februar). *Brannmotstand for vegger av tre, mur og betong*. Byggforsk.
https://www.byggforsk.no/dokument/1539/brannmotstand_for_vegger_av_tre_mur_og_b

etong?gclid=CjwKCAjwjYKjBhB5EiwAiFdSfo31bE6Ubwy3N50pIFW8IE6ftDcxhvD14
GAxOOsecfkQXAzale9sHBoCtIYQAvD_BwE

GC Rieber. (2021). *Krohnene*. Krohnene. <https://krohnene.gcrieber-eiendom.no/>

Glasø, G. (2011). Tre og lyd. *Treteknisk*.

<https://www.treteknisk.no/resources/filer/publikasjoner/fokus-pa-tre/Fokus-nr-36.pdf>

Glasø, M. R., & Husby, E. (2019). *Massivtre—Et fullverdig alternativ til tradisjonell*

byggemetode? NTNU. file:///C:/Users/sanfj/Downloads/no.ntnu_inspira_2331910.pdf

Hansen, R. (2022, april 11). *Norden går foran med omstilling til ”grønt” stål*. Nordea Funds.

<https://www.nordefunds.com/no/innhold/norden-gar-foran-med-omstilling-til-gront-stal>

Hegnes, A. W., & Øvrom, D. (2020, desember 31). *Ombruk av tre*. NIBIO.

<https://www.nibio.no/prosjekter/fremtre>

Hjelle, J. E., & Houg, V. (2019, januar 29). *Norsk betong og karbonfangst—En unik mulighet for klimakutt*. Bygg.no. <https://www.bygg.no/article/1381878/>

Knudsen, O. Ø. (2020). *Rustrege stål. Korrosjonshastighet i ulike miljøer*. Vegvesenet.

[https://vegvesen.brage.unit.no/vegvesen-](https://vegvesen.brage.unit.no/vegvesen-xmlui/bitstream/handle/11250/2729317/711%20Rustrege%20st%C3%A5l%20%28part%201%29%20-%20signed%20revidert%204%20mars%2019_03_21.pdf?sequence=6&isAllowed=y)

[xmlui/bitstream/handle/11250/2729317/711%20Rustrege%20st%C3%A5l%20%28part%201%29%20-](https://vegvesen.brage.unit.no/vegvesen-xmlui/bitstream/handle/11250/2729317/711%20Rustrege%20st%C3%A5l%20%28part%201%29%20-%20signed%20revidert%204%20mars%2019_03_21.pdf?sequence=6&isAllowed=y)

[%20signed%20revidert%204%20mars%2019_03_21.pdf?sequence=6&isAllowed=y](https://vegvesen.brage.unit.no/vegvesen-xmlui/bitstream/handle/11250/2729317/711%20Rustrege%20st%C3%A5l%20%28part%201%29%20-%20signed%20revidert%204%20mars%2019_03_21.pdf?sequence=6&isAllowed=y)

Kontrollrådet. (2023, januar 31). *Nå er det enklere å gjenbruke betong*.

<https://kontrollbetong.no/aktuelt/artikler/na-er-det-enklere-a-gjenbruke-betong/>

Kvellheim, A. K., & Bramslev, K. (2020, april 14). *Betong er en del av klimaløsningen*.

SINTEF. <https://www.sintef.no/siste-nytt/2020/-betong-er-en-del-av-klimalosningen/>

Miljødirektoratet. (u.å.). *Gjenvinning av betongavfall*. Hentet 14. mai 2023, fra

[https://www.miljodirektoratet.no/ansvarsomrader/forurensning/industri/for-](https://www.miljodirektoratet.no/ansvarsomrader/forurensning/industri/for-naringsliv/betongproduksjon/gjenvinning-av-betongavfall/)

[naringsliv/betongproduksjon/gjenvinning-av-betongavfall/](https://www.miljodirektoratet.no/ansvarsomrader/forurensning/industri/for-naringsliv/betongproduksjon/gjenvinning-av-betongavfall/)

NIBIO. (2021). *Bruk av trematerialer i bygg*. <https://www.nibio.no/tema/skog/bruk-av-tre/tre-i-bygg>

Norsk betongforening. (2018). *Betong og miljø—Lydegenskaper*. *Betong.net*.

<https://betong.net/wp-content/uploads/5-NBweb-Betong-og-milj%C3%B8-%E2%80%93-lydegenskaper.pdf>

Norsk prisbok. (2022). utviklet av Nordconsult.

<https://www.norskprisbok.no/login.aspx?ReturnUrl=%2fDefault.aspx>

- Norsk stål. (2022a). *Ombruksstål*. Ombruksstål.
<https://www.norskstaal.no/Default.aspx?ID=7352>
- Norsk stål. (2022b). *Stålproduksjon i dag*. <https://www.norskstaal.no/Default.aspx?ID=6474>
- Norsk Treteknisk Institutt. (2016). *Bygge med massivtreelementer: Bd. hefte 5, lyd*.
<https://www.treteknisk.no/resources/filer/publikasjoner/teknisk-handbok/Hefte-5-Lyd.pdf>
- Nyrud, A. Q., & Glasø, G. (2018, april 30). *Neste generasjons trebygg kommer nå!* NMBU.
<https://www.nmbu.no/aktuelt/node/34718>
- Regjeringen. (2017). *Forskrift om tekniske krav til byggverk*.
<https://www.regjeringen.no/contentassets/9dcd44af30c744ea999f0d122fdc1c3c/lti-forskrift-2010-03-26-489.pdf>
- Rockwool. (u.å.). *Sandwich Panels*. Hentet 15. mai 2023, fra <https://www.rockwool.com/en-cn/products-and-applications/oem-insulation/sandwich-panels/>
- Skanska. (2020). *Sjukehuset Nordmøre og Romsdal (Vedlegg Del II C.2 - Designbasis, s. s. 28)*.
- Solberg, J. K., Christensen, N., & Almar-Næss, A. (2023). Stål. I *Store norske leksikon*.
<https://snl.no/st%C3%A5l>
- Splitkon. (u.å.). *Vi er Splitkon*. Hentet 14. mai 2023, fra <https://splitkon.no/om-oss/>
- Splitkon. (2021). *Massivtre—Brannsikkerhet*. <https://splitkon.no/massivtre/massivtre-brannsikkerhet/>
- steelconstruction.info. (2017). *Cost of structural steelwork*.
https://steelconstruction.info/Cost_of_structural_steelwork
- StruSoft. (2010). *FEM-design manual*. 262–265.
- Stålteknikk. (u.å.). *20 gode miljøgrunner for å bygge i stål*. Hentet 14. mai 2023, fra
<https://www.staalteknikk.no/miljo>
- Sørli, J. C. (2016). Visste du dette om betong og miljø? *Betong.net*.
- TEK17. (2017). § 11-1. *Sikkerhet ved brann*. Direktoratet for byggkvalitet.
<https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/11/i/11-1>
- Tekna. (2019, november 29). *7 gode grunner til å bruke tre som byggemateriale*.
<https://www.tekna.no/kurs/innhold/www.tekna.no/kurs/innhold/7-gode-grunner-til-a-bruke-tre-som-byggemateriale/>
- Thue, J. V. (2022). Armert betong. I *Store norske leksikon*. https://snl.no/armert_betong
- Total Materia. (2023). *Stålegenskaper*.
<https://www.totalmateria.com/page.aspx?ID=SteelProperties&LN=NO>

Tårnesvik, D., Toverud, M., & Spakmo, S. (2020). Prosjektering av boligblokk. *NTNU*.

<https://ntnuopen.ntnu.no/ntnu-xmlui/bitstream/handle/11250/2672406/no.ntnu%3Ainspera%3A56134203%3A57858462.pdf?sequence=1>

WeberNorge. (u.å.). *Hva er betong?* Hentet 14. mai 2023, fra <https://www.weber-norge.no/aktuelt/hva-er-betong>

Yasar, S., & Bjørke, S. (2021). Vippekapasitet til stålbjelker. *UiS*.

<https://uis.brage.unit.no/uis-xmlui/bitstream/handle/11250/2774301/no.uis%3Ainspera%3A78877253%3A34904554.pdf?sequence=1>