

Dimensjonering og sammenligning av ulike bæresystemer for et leilighetsbygg

Structural analysis and comparison of different load carrying systems for an apartment building

Trondheim mai 2022

Daniel Tveitaa Johansen
Kai Jakobsen
Niklas Hoff Sekkelsten

Intern veileder:
Arne Mathias Selberg

Ekstern veileder:
Henrik Vågen, Consto Midt-Norge AS
(avdeling LH-Bygg)

Prosjektnr:
2022 - 39

Rapporten er ÅPEN



Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for konstruksjonsteknikk

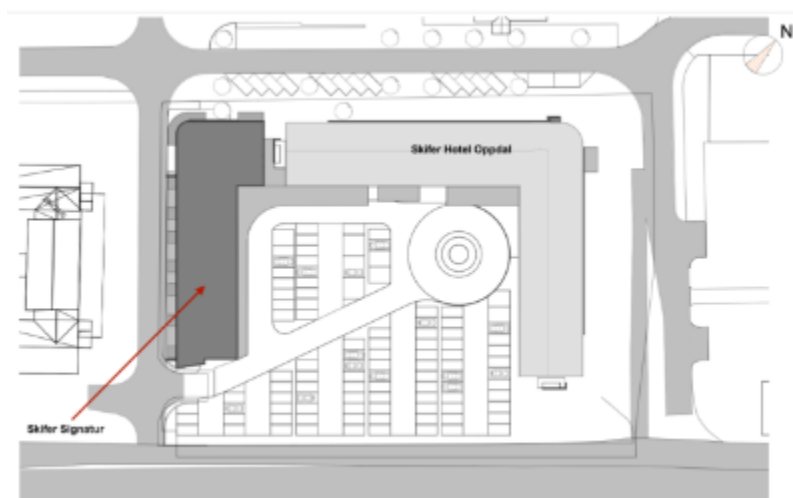
Rapporten er ÅPEN

Prosjektbeskrivelse og resultatmål

Den aktuelle oppgaven er utarbeidet i samarbeid med intern og ekstern veileder. Den eksterne bedriften, Consto, ønsket hjelp til å lage en systematisk liste over valg av bæresystemer og elementer basert på fordeler, ulemper eller begrensninger til ulike materialer.

Leilighetskomplekset Skifer Signatur ble brukt som grunnlag for oppgaven, med et overordnet mål om at denne listen skal være mulig å benytte for andre prosjekter også.

Skifer Signatur er et planlagt leilighetskompleks tilknyttet Skifer Hotel i Oppdal. Bygget er tegnet av KB arkitekter, og er planlagt med leiligheter i de tre øverste etasjene og parkeringskjeller i kjeller etasjen. Utforming av bygget skal være i samme stil som hotellet.



Figur 1. Tegningen viser Skifer Signatur til venstre med mørk gråfarge

Stikkord fra prosjektet:

Dimensjonering, bærekraft, bæresystem, betong, stål, tre

Forord

Bakgrunnen for denne bacheloroppgaven er for å avslutte en 3-årig bachelorutdanning i bygg- og miljøteknikk ved NTNU i Trondheim.

Utgangspunktet for valgt oppgave var et felles ønske om å tilegne seg kunnskap om dimensjonering av større konstruksjoner. Ved bruk av dimensjoneringsmetoder tilegnet gjennom studieløpet ønsket gruppen å dimensjonere en sammensatt konstruksjon.

Med bakgrunn i dette tok vi kontakt med intern veileder, Arne Mathias Selberg, i tillegg til å søke eksternt etter mulige entreprenører å samarbeide med. Gjennom bekjentskap kom vi i kontakt med Henrik Vågen fra bedriften Consto Midt-Norge AS, avdeling LH-Bygg som holder til på Oppdal. Gjennom samarbeidet ble oppgaven utviklet med utgangspunkt i leilighetsbygget Skifer Signatur som dannet grunnlaget for bacheloroppgaven.

Vi vil her gi en stor takk til:

Henrik Vågen, Consto Midt-Norge AS (avdeling LH-Bygg)

Arne Mathias Selberg, intern veileder fra NTNU Trondheim

For god hjelp under hele prosessen med oppgaven.

Daniel Tveitaa Johansen

Daniel Tveitaa Johansen

Kai Jakobsen

Kai Jakobsen

Niklas H. Sekkelsten

Niklas Hoff Sekkelsten

Sammendrag

Hensikten med bacheloroppgaven er å dimensjonere bæresystemet for Skifer Signatur, et påbegynt byggeprosjekt i Oppdal kommune. Med bakgrunn i beregninger vil det bli utarbeidet en sjekkliste for kontroll av dimensjonering. Tiltakshaver for prosjektet er Oppdal Hotell Invest, og utførende entreprenør på prosjektet er Consto Midt-Norge, avdeling LH-Bygg.

Første del av oppgaven besto av å definere statisk system, spennvidder og hvilke elementer som skulle dimensjoneres. Det ble bestemt å ta utgangspunkt i et likt statisk system i materialene tre, stål og betong slik at resultatene var sammenliknbare med eksisterende planløsning. Elementene som ble valgt ut var dekker, bjelker og søyler. Elementene er dimensjonert i henhold til gjeldende standarder, og ligger som vedlegg i rapporten.

I den andre delen ble det utarbeidet en sjekkliste for å kontrollere utført dimensjonering. Denne sjekklisten er basert på beregninger gjort i rapporten og vil være et hjelpemiddel dersom man skal dimensjonere i tre, stål eller betong.

Det foreligger en forventning om at leser har en bakenforliggende kunnskap om konstruksjons- og byggteknikk for å forstå valg og beregninger vedlagt i rapporten.

Abstract

The purpose of this bachelor's thesis is a structural analysis and comparison of different load carrying systems for Skifer Signatur which is an ongoing project in Oppdal municipality. The results from the structural analysis will form the basis of a checklist that can be used as a tool to verify calculations done when dimensioning. The construction client for the project is Oppdal Hotel Invest with Consto Midt-Norge AS, department LH-Bygg as the leading entrepreneur.

In the first part of the thesis, different construction elements from Skifer Signatur were chosen for the structural analysis. It was further decided to look at three elements: a floor panel, a beam and a column in the following materials: CLT/glulam, steel and concrete. The results were then compared with the intention to better understand the demands different building materials have on the design of load carrying systems.

The checklist that was made in the second part of the thesis uses the results gained from the structural analysis as a basis to verify calculations when using tree, steel or concrete as the main construction element.

A prerequisite for the reader to understand terms and calculations used in this thesis is underlying knowledge about construction technology and civil engineering. This prerequisite is also important for correct usage of the checklist.

Innhold

Prosjektbeskrivelse og resultatmål.....	i
Forord.....	ii
Sammendrag.....	iii
Abstract	iv
Figurliste	viii
Tabelliste.....	ix
Symboler	x
Begreper	xi
1. Innledning	1
1.1 Prosjektbeskrivelse	1
1.2 Problemstilling	2
1.3 Avgrensninger	2
1.4 Rapportens oppbygning.....	3
2. Metode	4
2.1 Forskningsmetode	4
2.2 Arbeidssteg	4
2.3 Baseringsgrunnlag	5
2.4 Dokumentasjon av arbeid.....	5
2.5 Programvare	5
3. Teori	7
3.1 Massiv- og limtre.....	7
3.1.1 Bruk av massiv- og limtre som bæresystem	7
3.2.2 Oppbygging og bruk	7
3.1.3 Fordeler og ulemper ved bruk av tre som konstruksjonsmateriale.....	8
3.2 Betong	11
3.2.1 Bruk av betong som bæresystem	11
3.2.2 Oppbygging og bruk	11
3.2.3 Fordeler og ulemper med betong som konstruksjonsmateriale	12
3.3 Stål.....	15
3.3.1 Hulldekker på bæresystem av stål:	15
3.3.2 Oppbygging og bruk	15
3.3.3 Fordeler og ulemper med stål som konstruksjonsmateriale.....	16

4. Beregningsgrunnlag	19
4.1 Dimensjonerende laster	19
4.1.1 Nyttelast	20
4.1.2 Snølast.....	21
4.1.3 Vindlast.....	22
4.2 Beregningsgrunnlag.....	23
4.2.1 Statisk system for beregninger.....	25
4.2.2 Takkonstruksjon.....	26
5. Resultat.....	27
5.1 Bæresystem tre	27
5.1.1 Massivdekke	27
5.1.2 Bjelke av limtre.....	29
5.1.3 Søyلة av limtre	32
5.2 Bæresystem av betong.....	34
5.2.1 Dekke (vedlegg D.1.1., D.1.2., D.4.1.):.....	34
5.2.2 Bjelke	36
5.2.3 Søyلة (vedlegg D.3.1.):.....	38
5.3 Hulldekker på bæresystem av stål	41
5.3.1 Dekke	41
5.3.2 Bjelke	43
5.3.3 Søyلة	44
5.4 Prisoverslag	46
6.1 Bæresystem tre	48
6.1.1 Dekke	48
6.1.2 Bjelke	48
6.1.3 Søyلة	49
6.1.4 Anbefalt bæresystem.....	50
6.2 Bæresystem betong.....	50
6.2.1 Dekke	50
6.2.2 Bjelke	51
6.2.3 Søyلة	53
6.2.4 Anbefalt bæresystem.....	54
6.3 Bæresystem stål og betong	54
6.3.1 Dekke	54

6.3.2 Bjelke	55
6.3.3 Søyلة	55
6.3.4 Anbefalt bæresystem.....	56
6.4 Sammenligning av elementer	56
6.5 Sammenligning av pris	58
7. Konklusjon	60
8. Videre arbeid.....	61
9. Vedlegg	62
10. Litteraturliste.....	64

Figurliste

Figur 1. Tegningen viser Skifer Signatur til venstre med mørk gråfarge	i
Figur 2. Arkitekttegning av Skifer Signatur.....	1
Figur 3. Beliggenheten til Skifer Signatur	2
Figur 4. Bæresystem av tre	7
Figur 5. Fasthet til ulike byggematerialer ved en «vanlig brann»	8
Figur 6. Lydoverføring mellom rom	10
Figur 7. Maksimale spennlengder for fritt opplagte og kontinuerlige massivelementer	11
Figur 8. Oversikt over brukskategorier og tilhørende nyttelaster	20
Figur 9. Oppdeling av konstruksjon for dimensjonering av vindlast.....	22
Figur 10. Blå piler har lengde på 7.5 m, mens røde piler har lengde på 5 m.....	23
Figur 11. Illustrasjon laget i Focus som viser høyder og spenn.....	24
Figur 12. Illustrasjon laget i Focus som viser valgt statisk system.....	24
Figur 13. Fritt Opplagt bjelke på 7.5 meter.....	25
Figur 14. Tofelts-bjelke med lengde på 14 meter	25
Figur 15. Søyلة med lengde på 3.7 meter	25
Figur 16. Takkonstruksjon av betong, mineralull og takteking av asfaltbelegg	26
Figur 17. Schubanologieverfahrenmetoden	27
Figur 18. Illustrasjonen viser statisk system for den fritt opplagt bjelken og den kontinuerlige bjelken.....	30
Figur 19. Statisk system for søyle med lastbredd på 7.5 og 6 meter	32
Figur 20. Statisk system for kontinuerlig dekke, 250mm	39
Figur 21. Statisk system for kontinuerlig dekke, 200x250mm	40
Figur 22. Prinsippmodell av statisk system mellom parkeringskjeller og første etasje. Integreerte betongbjelker er skjult i dekket og er vist i svart	41
Figur 23. Orienterende bæreevne for hulldekker	42
Figur 24. Minste anbefalte flensbredde og geometri for profilet	43
Figur 25. Kvadratiske KFHUP-profiler	44
Figur 26. Anbefalt bæresystem for tre	50
Figur 27. Viser bjelke og søyle som kommer i leilighetene ved bruk av fritt opplagt dekke, om ikke avstand mellom skillevegger reduseres til 6 m. Betongvegg i midten er ikke-bærende.....	51
Figur 28. Bjelker merket i svart som er skjult i dekke og veggen. Søyler under bjelke midt i spennet vises ikke i figuren. Betongvegger er her ikke-bærende	53
Figur 29. Pris for de ulike bæresystemene i norske kroner.....	59
Figur 30. Diagram som viser at byggenæringen står for omtrent 40% av verdens CO2 utslipp der materialene betong, stål og aluminium er de som forurenses mest.....	61

Tabelliste

Tabell 1. Leserveiledning	3
Tabell 2. Benyttet standardverk for beregning av laster	19
Tabell 3. Verdier for snølast i Oppdal kommune.....	21
Tabell 4. Kontroll dekketykkelser ved spenn på 7.5 meter	28
Tabell 5. Kontroll av dekketykkelser ved spenn på 6 meter	29
Tabell 6. Kontroll av ulike tverrsnitt for den fritt opplagte bjelken.....	30
Tabell 7. Kontroll av ulike tverrsnitt for den kontinuerlige bjelken	31
Tabell 8. Kontroll av ulike tverrsnitt med lastbredde på 7.5 meter.....	33
Tabell 9. Kontroll av ulike tverrsnitt med lastbredde på 6 meter.....	33
Tabell 10. Resultat for første beregning av dekke på 7.5 meter spennvidde	34
Tabell 11. Resultat av beregninger for dekker på 6 meter spennvidde	35
Tabell 12. Kontroll av bjelke ved bruk av HD200 vist i vedlegg E.2.1.....	43
Tabell 13. Kontroll av bjelke ved bruk av HD265	44
Tabell 14. Kontroll av søyle med lastareal på 52.5 kvadratmeter.....	45
Tabell 15. Kontroll av søyle med lastareal på 84 kvadratmeter.....	45
Tabell 16. Pris for tre.....	46
Tabell 17. Pris på betong.....	47
Tabell 18. Pris for stål/hulldekker	47

Symboler

$S_{k,0}$	Karakteristisk snølast på mark for byggested
H_u	Byggehøyde
Δs_k	En økning i snølast på mark for 100 meter høydeøkning
$S_{k,maks}$	Maksimal verdi for snølast
R_w	Laboratoriemålt lydreduksjonstall
$L_{n,w}$	Laboratoriemålt normalisert trinnlydnivå
δ	Nedbøyning
M_{Rd}	Momentkapasitet
M_{Ed}	Dimensjonerende moment

Begreper

TEK 17	Byggteknisk forskrift beskriver minimumskrav for at byggverk skal kunne oppføres lovlig i Norge
NS-EN	Standard som er opprettet i Europa og deretter fastsatt som Norsk Standard
NS-EN 1991-1-3	Standard som omhandler snølaste på konstruksjoner
NS-EN 1991-1-4	Standard som omhandler vindlaste på konstruksjoner
FEM analyseprogram	Et program som kan analysere hvordan en konstruksjon reagerer når den blir utsatt for virkelige laster f.eks. når konstruksjonen går i brudd
Elementmetoden	En metode der kompliserte systemer gjøres enkle ved å dele systemene inn i enkle elementer ved beregning
BIM	Står for Building Information Modelling og er digitale modeller av bygg
Syntaks	Regler om hvordan setninger/regnestykker kan bygges opp
Hygroskopiske egenskaper	Et stoffs evne til å ta opp fuktighet. Tre er et eksempel på et hygroskopisk materiale
Flanketransmisjon	Lyden energi som overføres mellom rom fra flankerende konstruksjoner
NS-EN 1995-1-1	Standard som omhandler prosjektering av trekonstruksjoner
NS-EN 1991-1-1	Standard som omhandler tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger
Systemforskaling	En type forskaling som kan settes opp raskt og kan gjenbrukes flere ganger
Galvanisering	Det samme som forsinking. Man belegger stål materialet med et lag av sink
Elastisitetsmodul (E-modul)	Forholdet mellom fasthet og forlengelse i et materiale
Skjærmodul (G-modul)	Forholdet mellom skjærspenningsverdien og skjærspenning i et materiale
Samvirkekonstruksjon	En konstruksjon som er et produkt av et samvirke mellom flere materialer

1. Innledning

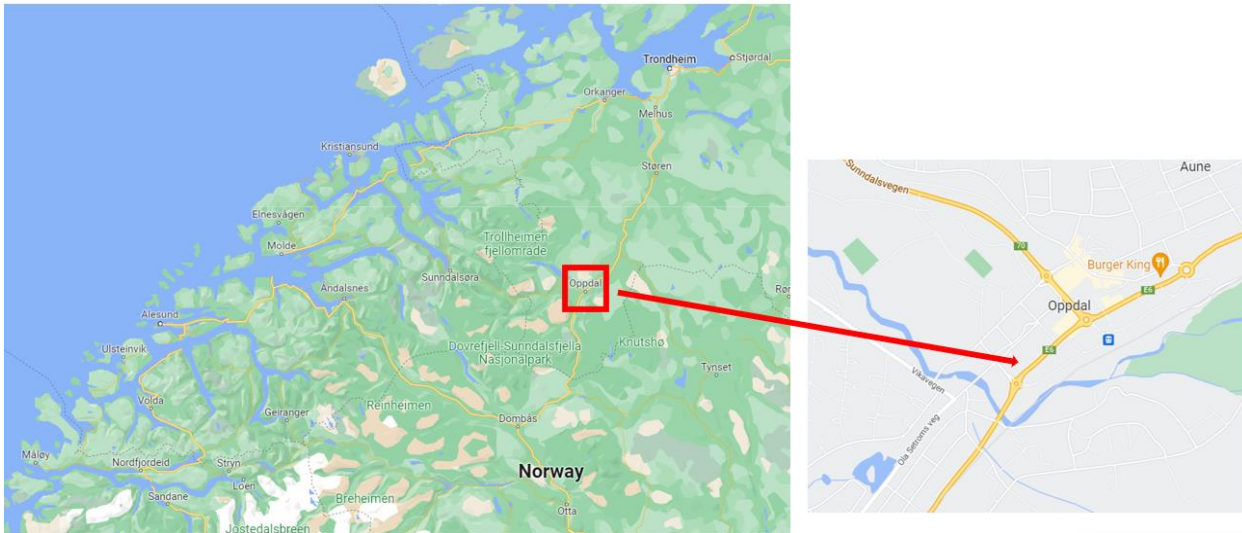
1.1 Prosjektbeskrivelse

Rapporten tar utgangspunkt i Skifer Signatur, et påbegynt leilighetskompleks i Oppdal kommune. Bygget vil bli tilknyttet det eksisterende hotellet, Skifer Hotel, og bestå av fire etasjer. De tre øverste etasjene består av 37 moderne leiligheter med størrelser fra 65-134m². I første etasje er det planlagt parkeringskjeller med tilhørende boder og fellesareal. Det er lagt vekt på at utformingen skal stå i stil med det allerede eksisterende hotellet. Tiltakshaver for prosjektet er Oppdal Hotel Invest, og utførende entreprenør for prosjektet er Consto Midt, avdeling LH-Bygg. Prosjektet har byggstart i mai 2022, og er antatt ferdig i juni 2023.



Figur 2. Arkitekttegning av Skifer Signatur

Skifer Signatur er lokalisert i Ola Setromsveg 35, midt i Oppdal sentrum. Leilighetsbygget ligger i knutepunktet mellom E6 (Trondheim – Oslo) og RV 70 mot Sunndalsøra. I tillegg er det plassert i nærheten av togstasjonen i Oppdal, som gir muligheter for en miljøvennlig reise. Attraksjoner som Oppdal Skisenter i tillegg til golfbanen ligger i umiddelbar nærhet.



Figur 3. Beliggenheten til Skifer Signatur

1.2 Problemstilling

Hovedmål:

- Dimensjonere utvalgte elementer i en større konstruksjon
- Utarbeide en sjekklister for valg av bæresystem for en bygningskonstruksjon

Delmål:

- Bestemme statisk system for leilighetsbygg
- Definere lastsituasjon for leilighetsbygg
- Dimensjonere dekke, bjelke og søyler
- Utrede konsekvenser av valgte elementer

1.3 Avgrensninger

Det er valgt å se bort fra følgende punkter ved dimensjonering av leilighetskompleks:

- Jordskjelvdimensjonering
- Branndimensjonering
- Energiberegninger

- Balkonger
- Utsparinger

Ved beregning kan det fremkomme egne avgrensninger knyttet spesifikt til valgt bæresystem.

Dette vil bli tydeliggjort i aktuelle beregninger.

1.4 Rapportens oppbygning

Rapportens oppbygning baserer seg på IMRod-modellen, som er en mal for hvordan en vitenskapelig artikkel blir oppbygd (Søk og skriv, 2022). IMRod er en forkortelse for «Introduksjon – Metode – Resultater – og – Diskusjon». I tillegg er boken *praktisk rapportskrivning*, utgitt av Nils Olsson, benyttet for tips til innhold i aktuelle kapitler. Rapportens oppbygning er beskrevet i «Tabell 1».

Tabell 1. Leserveiledning

Kapittel	Innhold
1. Innledning	Starter med en beskrivelse av prosjektet. Tar også for seg problemstillinger og avgrensninger aktuelle for rapporten.
2. Metode	Dokumenterer hvilke forskningsmetoder som er brukt, i tillegg til hva de ble benyttet til. Tar også for seg arbeidssteg, baseringsgrunnlag og dokumentasjon av eget arbeid. Samtidig er det blir beskrevet hvilke programvarer som er benyttet.
3. Teoretisk grunnlag	Presenterer relevant bakgrunnsinformasjon knyttet til de aktuelle materialene. Beskrivelser av både fordeler og ulemper fremkommer.
4. Beregningsgrunnlag	Beskriver hvilke beregninger som ligger til grunne for dimensjonering av de aktuelle bæresystemene.
5. Resultat	Resultater blir presentert på en oversiktlig måte. Beregningsforsøk er dokumentert ved bruk av tabeller og figurer.
6. Diskusjon	Resultatene blir analysert for dekke, bjelker og søyler. Analysen blir benyttet videre til sammenlikning av valgte systemer.
7. Konklusjon	Gjør rede for funn, og svarer på problemstilling for rapporten.
8. Videre arbeid	Gir noen forslag på hva som kunne vært aktuelt å undersøke nærmere i en annen studie.
9. Vedlegg	Inneholder beregninger og annen relevant informasjon som understøtter beskrivelser av valgte elementer i rapporten.

2. Metode

2.1 Forskningsmetode

Forskningsmetoder er fremgangsmåter som blir benyttet i vitenskapelig forskning. Rapporten baserer seg på metodene kvalitativ og kvantitativ datainnsamling. Forskjellen på de ulike metodene er at kvalitative data ofte blir uttrykt i tekst (Grønmo, 2020), mens kvantitative data gjerne blir uttrykt ved tall (Grønmo, 2021). Metodene vil bli forsøkt kombinert i form av metodetriangulering hvor både tall og tekst vil danne grunnlaget for rapporten (Grønmo, 2020).

Beregninger vil danne grunnlaget for det kvantitative datagrunnlaget. Dimensjoneringen vil gi svar på hvilke systemer som er aktuelle for angitte spennlengder. Samtidig vil fordeler, ulemper og konsekvensutredning av valgt system basere seg på kvalitativ metode. Gjennom bruk av faglitteratur og samtaler med entreprenører vil valgte elementer få belyst både styrker og svakheter.

Begrunnelsen for å benytte forskningsmetoder for innsamling av informasjon handler i hovedsak om å sikre et kvalifiserbart datagrunnlag. Det reduserer samtidig risikoen for feiltagelser basert på egne meninger. Gjennom forskningsbaserte metoder vil resultater kunne generaliseres, slik at de også blir gjeldende for andre prosjekter.

2.2 Arbeidssteg

Arbeidet startet med å innhente relevant informasjon knyttet til de ulike byggematerialene, som er en forutsetning for å forstå og bruke resultatene fra dimensjoneringen. Basert på innhentet informasjonen ble det beskrevet både fordeler og ulemper med bruk av tre, betong og stål som konstruksjonsmateriale. I neste steg ble det utført beregninger av dekke, bjelke og søyle bestående av ulike materialer. Beregningene ble så sammenliknet med eksisterende planløsning for å belyse materialenes ulike egenskaper, som hadde betydning for utformingen av bæresystemet til konstruksjonen. Til slutt ble det produsert en sjekklister for kontroll av dimensjonering.

2.3 Baseringsgrunnlag

Bacheloroppgaven er en teoretisk rapport, hvor informasjon baserer seg på faglitteratur innenfor byggingsteknikk, mekanikk og konstruksjonslære. I tillegg er relevant informasjon anskaffet gjennom samtaler med fagpersoner i aktuelle miljøer. Valg, antakelser og begrensninger fastsatt i beregningsdelen er gjort på bakgrunn av egen kunnskap tilegnet gjennom tre år på studiet «byggingeniør» ved NTNU i Trondheim. Som en «sidemannskontroll» er løsninger kontrollert med intern veileder. Valg av programvare brukt ved planlegging og beregning er basert på tidligere erfaringer og anbefalinger fra veiledere.

2.4 Dokumentasjon av arbeid

Arbeid og fremdrift er kontrollert og dokumentert i form av rapporter fra ukentlige gruppemøter. For ekstra kontroll er det valgt å benytte programvaren dPlan for å holde styr på tidsfrister og forventet arbeidsmengde. Det er avholdt regelmessige oppfølgingsmøter med veiledere gjennom hele arbeidsprosessen. I tillegg har gruppen benyttet seg av timelister for egenkontroll av arbeidsmengde. Gjennom den interaktive læringsplattformen BlackBoard har innleveringer av milepæler som forprosjekt og godkjenning av tittel sikret god arbeidsflyt.

2.5 Programvare

Ove Sletten:

Sletten-programmene er en samling av beregningsprogrammer utviklet av sivilingeniør Ove Sletten og Sletten Byggdata. Programvarene baserer seg på NS-EN og tar for seg beregning og dimensjonering av betongkonstruksjoner. De ulike programmene i pakken er: BTSnitt, E-Bjelke, K-Bjelke, V-Skrive, Flatedekke og Lastberegninger (Sletten, 2019).

dPlan:

dPlan er en programvare for forenkling av prosjektstyring og prosjektledelse. dPlan ble brukt for å sikre fremdrift i prosjektarbeidet ved at møter og frister ble lagt inn i kalenderen. Programvaren ble også brukt for å finne mulige flaskehalsar som ville forsinke flyten i prosjektet.

Focus Konstruksjon:

Focus Konstruksjon er et FEM analyseprogram som benytter elementmetoden for beregning av konstruksjoner. Focus er benyttet til kontroll av elementer, i tillegg til å lage figurer. I tillegg ble statiske system kontrollert ved bruk av programvaren (Focus Software, 2021).

Mathcad:

Mathcad er et beregningsprogram for beregninger og teknisk dokumentasjon. Mathcad gjør det mulig å utføre beregninger og dokumentere arbeid uten bruk av vanskelig syntaks. I tillegg er det mulig å dokumentere beregninger med standard matematisk notasjon sammen med grafer, diagrammer, tekst og bilder (PTC Mathcad, 2022).

Microsoft Teams:

Microsoft Teams er et kommunikasjonsverktøy som gjør det mulig å samarbeide på tvers av grupper. I denne bacheloroppgaven vil Teams i hovedsak bli brukt til digitale møter med veiledere, men også for å ha dokumenter og annen relevant informasjon tilgjengelig på ett sted (Microsoft Teams, 2019).

Calculatis:

Calculatis er et digitalt beregningsprogram for tre utviklet av selskapet Stora Enso. Programmet gjør det mulig å dimensjonere massivtreelementer og limtreelementer. Calculatis vil i denne bacheloroppgaven i hovedsak bli brukt for kontroller og sammenligning av håndberegninger.

Archicad:

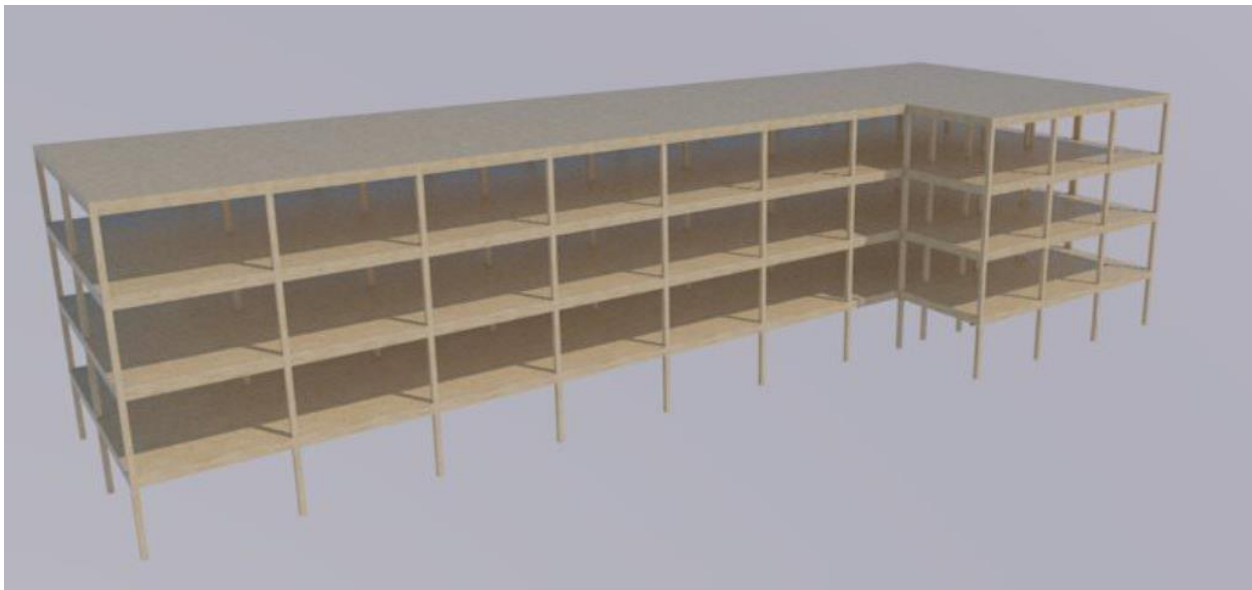
Archicad er et prosjekteringsverktøy utviklet av Graphisoft som gjør det mulig å designe konstruksjoner i 3D ved bruk av BIM teknologi. Programvaren vil bli benyttet til å utarbeide relevante figurer til beskrivelser av systemer (Graphisoft, 2020).

3. Teori

3.1 Massiv- og limtre

3.1.1 Bruk av massiv- og limtre som bæresystem

I beregningsdelen er det valgt å ta utgangspunkt i et bæresystem av tre bestående av massivtreelementer og limtreelementer. For å illustrere hvordan dette bæresystemet kunne ha sett ut ble det laget en digital modell av Skifer Signatur i Archicad. I denne modellen er dekkene laget av massivtre mens søyler og bjelker er av limtre. Lengder og høyder er basert på eksisterende plantegninger.



Figur 4. Bæresystem av tre

3.2.2 Oppbygging og bruk

Massivtre blir laget ved å sammenkoble flere lag av treplanker (lameller) der hvert lag ligger vinkelrett oppå hverandre. Disse lagene festes vanligvis med lim, men det er også mulig å bruke spiker og treplugger. Det finnes tre hovedtyper massivtreelementer: kantstilte elementer, hulromselementer og krysslagte elementer. Massivtre brukes ofte som bærende elementer i gulv, tak og vegger, men kan også brukes i kombinasjon med andre byggematerialer slik som betong og stål, noe som er vanlig praksis i større konstruksjoner (Trefokus, 2021).

Limtre blir laget ved å lime sammen lameller (ofte 45 millimeter) i samme lengderetning. Dette gir et treelement med god styrke og stivhet. Siden limtre har god styrke og lav vekt gjør dette at en kan bygge med limtre over spenn på opptil 150 meter. Standard bredde er 90, 115 og 140 millimeter, mens høydene kan spenne fra 90 millimeter til 630 millimeter (Edwardsen & Ramstad, 2014).

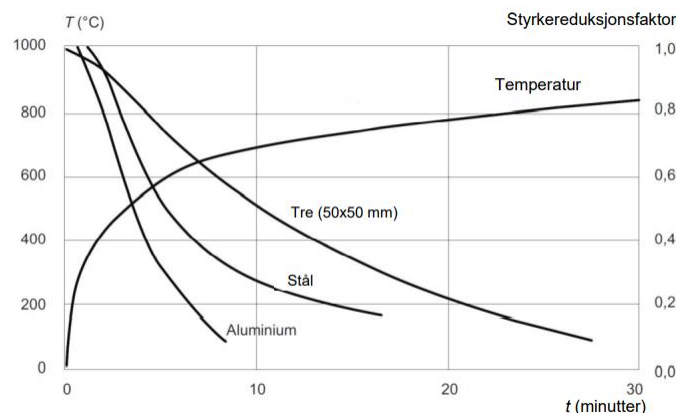
3.1.3 Fordeler og ulemper ved bruk av tre som konstruksjonsmateriale

Fordeler:

- Brannsikkerhet
- Egenvekt
- Byggetid

Brannsikkerhet

Tre er et brennbart materiale, og det er derfor usikkerhet knyttet til brannsikkerhet. Dette er den største årsaken til at mange velger å bruke stål og betong som byggematerialer. «Figur 5» som er hentet fra «Limtreboka 2015» utarbeidet av «Norske Limtreprodusenters Forening» viser et diagram over styrkeforholdet over tid for byggematerialer ved en brann. Fra diagrammet fremkommer det at ved riktig prosjektering og utforming av treelementer blir materialets bærende egenskaper bedre opprettholdt enn uisolerte «klassiske» konstruksjonsmaterialer slik som stål og aluminium. Dette skyldes at når massivtre og limtre brenner vil det bli dannet en hinne (pyrolysesonen) på utsiden av treelementet. Denne hinnen reduserer tilførsel av oksygen, som gjør at bæreevnen kan opprettholdes i flere minutter før endelig kollaps (Bugge, 2016).



Figur 5. Fasthet til ulike byggematerialer ved en «vanlig brann»

Egenvekt

En fordel med å velge tre som byggemateriale er egenvekten. Et massivtreelement har en lav egenvekt på 400-550 kg/m³ (Borgström & Fröbel, 2017) sammenlignet med betong: 2000-2500 kg/m³ og stål: 7900 kg/m³ (Byggforsk, 2013). En lav egenvekt gir gode økonomiske og miljømessige fordeler grunnet mindre behov for transport i tillegg til mindre grunn- og fundamenteringsarbeid. På den andre siden gjør lav egenvekt at konstruksjonen blir mer utsatt for vind som kan resultere i større svingninger og vibrasjoner (Bugge, 2016).

Byggetid

Å plassbygge treelementer og moduler har vist seg å være utfordrende med tanke på treets hygroskopiske egenskaper, og derfor blir de fleste elementer og moduler i dag fabrikkprodusert. Fabrikproduksjon gir et kontrollert miljø med redusert risikoen for oppfuktning av materialet og dermed hindrer skadelig mugg og soppvekst. Denne måten å benytte seg av prefabrikkerte elementer vil kunne gi økt produktivitet, kortere byggetid og en total kostnadsreduksjon (Edwardsen & Ramstad, 2014).

Ulemper:

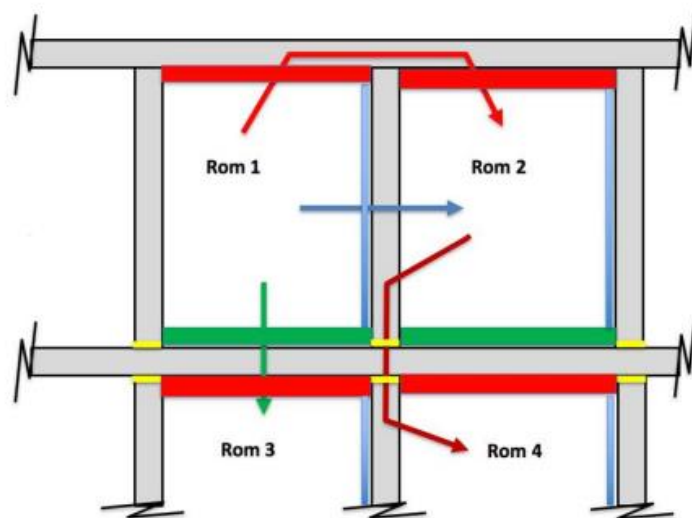
- Fukt
- Forplantning av lyd og vibrasjon
- Maksimale spennvidder

Fukt

Tre et materiale som har gode hygroskopiske egenskaper. Fordeler med slike egenskaper i en konstruksjon er reduksjon av fuktdannelse og kondens i overflaten. Dette gjør at den tekniske levetiden til materialene blir forlenget på grunn av manglende vekstforhold for mugg og råte. En forutsetning er dette er å prosjektere konstruksjonen slik at den oppsamlede fukten tørker ut mellom hver belastningsperiode. Trekonstruksjoner er derfor avhengig av god tilgang på luft for at fukten skal tørke ut før det begynner å danne seg råte (Bugge, 2016).

Forplantning av lyd og vibrasjon

Lydkrav er problematisk for massivtreelementer på grunn av materialets egenvekt. Lav egenvekt gjør lyd ved lave frekvenser vanskelig å isolere bort. Det er derfor viktig å at konstruksjonen blir utført med et velfungerende bjelkelag, da det er vanskelig å endre på eventuelle problemer i ettertid. Et godt lydmiljø krever også at flanketransmisjon reduseres. Denne reduksjonen kan i hovedsak gjøres på tre ulike måter. Enten ved avvibrering ved hjelp av flanketransmisjonsspor eller ved å benytte frittstående indre kledning på de bærende delene. En kombinasjon av disse metodene er også mulig (Borgström & Fröbel, 2017).



Figur 6. Lydoverføring mellom rom

Maksimalt spennvidder

Ved store spenn er det utfordrende å benytte massivtreelementer som bæresystem. Likevel kan dette bli løst ved god prosjektering og dimensjonering. Maksimalt spennvidder blir beregnet ved hjelp av NS-EN 1995-1-1 og nyttelaster gitt i NS-EN 1991-1-1. Hvor mye last elementene kan bære, avhenger av materialkvalitet og oppbygging. Derfor har hver enkel produsent et ansvar om å oppgi maksimalt spennvidder og opplagerbetingelser. SINTEF er et uavhengig forskningsinstitutt som kontrollerer konstruksjonsmaterialer. Produkter merket med «SINTEF Teknisk Godkjenning» viser at det er egnet til bruk og tilfredsstillende kravene i byggeteknisk forskrift (TEK). «Figur 7» viser anbefalte maksimalt spennvidder og nyttelaster for massivtreelementer over ett og to spenn i henhold til SINTEF sine godkjenningssaker. For lengre spenn kan et samarbeid mellom massivtre og betong benyttes (Bugge, 2016).



Element-tykkelse i mm og trelastkvalitet	Med lastfordelende oppføring ²⁾		Uten lastfordelende oppføring	
	Maks spennvidde m	Maks nyttelast kN/m ²	Maks spennvidde m	Maks nyttelast kN/m ²
95 - T15	3,70	6,3	3,35	9,0
120 - T15	4,35	8,0	3,95	10,4
145 - T15	4,95	9,2	4,50	11,7
170 - T15	5,60	7,5	5,10	12,6
195 - T15	6,15	6,8	5,60	10,5
220 - T15	6,75	6,3	6,15	9,3
95 - T22	3,85	6,3	3,50	10,0
120 - T22	4,55	8,0	4,15	12,4
145 - T22	5,15	9,2	4,70	14,8
170 - T22	5,85	9,1	5,30	14,9
195 - T22	6,40	8,5	5,80	14,6
220 - T22	7,00	8,2	6,40	11,5



Element-tykkelse i mm og trelastkvalitet	Med lastfordelende oppføring ²⁾		Uten lastfordelende oppføring	
	Maks spennvidde m	Maks nyttelast kN/m ²	Maks spennvidde m	Maks nyttelast kN/m ²
95 - T15	3,90	4,0	3,55	6,5
120 - T15	4,60	3,4	4,15	6,0
145 - T15	5,25	3,7	4,75	5,2
170 - T15	5,90	5,6	5,35	7,6
195 - T15	6,50	6,7	5,90	7,9
220 - T15	7,10	6,8 ³⁾	6,45	9,0
95 - T22	4,05	5,6	3,70	11,2
120 - T22	4,80	4,9	4,35	6,5
145 - T22	5,45	7,7	4,95	7,3
170 - T22	6,15	8,3	5,55	10,5
195 - T22	6,75	8,7 ³⁾	6,15	11,4
220 - T22	7,35	9,9 ³⁾	6,70	11,6 ³⁾

Figur 7. Maksimale spennlengder for fritt opplagte og kontinuerlige massivelementer

3.2 Betong

3.2.1 Bruk av betong som bæresystem

For bæresystem av betong er det blitt brukt slakkarmert betong. Aktuelle elementer er beregnet som plasstøpte elementer.

3.2.2 Oppbygging og bruk

Det finnes flere typer betong med ulike styrker og kvalitet. Betongen tilpasses etter de ytre miljøpåvirkninger konstruksjonen vil bli utsatt for, i tillegg til hvilken styrke betongen må ha for å tåle opptredende krefter i konstruksjonen. Sammensetningen består typisk av sement, vann, tilslag og ulike tilsetningsstoffer (Thue, 2006). Betong har stor trykkfasthet. Trykkfasthet bestemmes av forholdet mellom vann og sement, dette kalles v/c-tallet. Svakheten til betong er at den har lav strekkfasthet. Løsningen er å bruke armering som støpes inn i betongen og tar opp strekkraftene. I referanseprosjektet er det avgrenset til to aktuelle byggemetoder med bruk av betong; plasstøpt betong og prefabrikkerte betongelementer. Innen disse to byggemetodene er det flere variasjoner.

Valg av byggemethode

Litteraturen rundt valg av byggemethode gir ingen klar indikasjon på hva som vil gi best resultat

for et bestemt prosjekt. Mye av kunnskapen er det entreprenørene selv som sitter med, og det er også prosjektavhengig. Det er flere bachelor- og masteroppgaver som har sett på tematikken (Hjelseng, 2014). Det er også mye diskutert i flere av tidsskriftene til bygg- og anleggsbransjen, hvor det ikke kommer frem klare indikasjoner på hva som fungerer best. Det er listet opp fordeler og ulemper for plasstøpt betong og prefabrikkert betongelementer nedenfor. Disse vurderingen er basert på intervjuer i masteroppgaven «plasstøpt vs. Prefabrikkert betong» der AF Bygg, Østfold er entreprenør, samt samtaler med ledere i Consto Midt-Norge.

Plasstøpt betong

Plasstøpt eller stedstøpt betong er betongen som støpes der konstruksjonen blir bygd. Den kan være slakkarmert, spennarmert eller fiberarmert. Forskaling bygges opp for å holde betongen på plass. Det er vanlig å benytte systemforskaling for større konstruksjoner.

3.2.3 Fordeler og ulemper med betong som konstruksjonsmateriale

Fordeler:

- Mindre antall skjøter (vanntett)
- Lettere å gjøre tilpasninger
- Ikke avhengig av stålleveranse (monteres etter støpen er ferdig)
- Slanke konstruksjoner (både med slakkarmert og spennarmert)
- Innfrir lettere lyd- og brannkrav (fordel ved boligbygg)
- Kjeller og fundament støpes som regel alltid i betong. Operasjonen kan fortsettes videre opp i høyden.

Ulemper:

- Kan bruke mye krankapasitet (mange løft, HMS)
- Byggetid
- Herding/tørking
- Temperatur vinter/sommer

- Leie av systemforskaling, kraner, betongbiler og personell
- Plass
- Tar på seg ansvar for innkjøp av stål. Stålpriene kan variere mye

Prefabrikkerte betongelementer

Prefabrikkerte betongelementer blir bygget på fabrikk under kontrollerte forhold. Det finnes mange forskjellige elementer både til vegger, dekker, søyler, trapper og liknende. Leveranse av ønskede produkter kommer fra fabrikk og blir ofte transportert ved hjelp av semitrailere til byggeplassen.

Fordeler:

- Tid
- Uavhengig av temperaturforhold
- Plass
- Store spenn (mindre antall søyler)
- Innendørs produksjon. Enklere å kvalitetssikre produktet
- Mindre bemanning
- Mindre logistikk (en totalleverandør)
- Optimalisert prosjektering

Ulemper:

- Lengre tidsbruk i planleggingsfasen
- Vanninntrenging
- Pris avhengig av etterspørsel
- Mindre justeringsmuligheter
- Kuldebro
- Transport

Tid

Tidsbruken vil være en viktig vurderingsfaktor for det enkelte prosjekt. Det er ikke en klar enighet mellom entreprenørene, men prefabrikkerte betongelementer vil kreve lengre tid i prosjekteringsfasen. AF Bygg valgte i sine prosjekter å bruke prefabrikkerte elementer når det var kort byggetiden. Det vil derfor være nødvendig å gjøre en vurdering av tilgjengelig tid knyttet til prosjektering og bygging.

Stål

Ved plasstøpt betong kan montasje av stålsøyler utføres etter at de første etasjene er støpt. Med prefabrikkerte elementer må stålet monteres samtidig som elementene heises på plass. Utfordringer med stålleveransen vil derfor ikke påvirke en plasstøpt konstruksjon i like stor grad som ved prefabrikkerte elementer. En ulempe er likevel at entreprenør påtar seg ansvaret for stålleveransen. Prisen på stål kan ha økt fra det ble kalkulert til stålet kjøpes inn. Ved prefabrikkerte elementer er det underleverandør som leverer stålet, og entreprenør vil derfor ikke bli påvirket av svingninger i stålprisene siden de har kontrahert med underleverandør av elementene.

Plass

Det vil være behov for større plass ved plasstøpt betong for lagring av armering og systemforskaling. Størrelsen av byggeplassen må derfor vurderes. Ved liten plass kan prefabrikkerte elementer være til fordel siden de ikke mellomlagres på byggeplassen, men transporteres til plassen der de blir direkte heist på plass med mobilkran.

Transport

Transport vil være et viktig aspekt for begge løsninger. Ved lang transportvei fra fabrikk til byggeplass kan det være problematisk å benytte prefabrikkerte elementer. Det må også være mulig for en semitrailer å komme tett nok til byggeplassen slik at en mobilkran kan nå betongelementene. Samtidig kan fersk betong miste en del av sine egenskaper ved lang transport.

Skjøter/vanntetthet

Ved bruk av betongelementer vil det være flere skjøter. En god utførelse av fuging vil være essensielt for å oppnå en vanntett konstruksjon. Ved bygging under grunnvannsnivå blir det likevel indikert at plasstøpt betong vil være fordelaktig å benytte. Dette skyldes at det blir benyttet færre skjøter enn ved bruk av elementer.

Fukt (hulldekker)

For hulldekker kan det forekomme utfordringer knyttet til vanninntrengning i elementene. Dette er fordi vann har muligheten til å komme inn i kanalene. Det kan derfor være nødvendig å drenere ut vann av elementene i etterkant.

Lyd- og brannkrav

Det er enklere for plasstøpte betongkonstruksjoner å innfri lyd- og brannkrav enn for prefabrikerte betongelementer. Hulldekker vil for eksempel ofte måtte bruke lyddempende plater. Dette er på grunn av kanalene i hulldekkene.

3.3 Stål

3.3.1 Hulldekker på bæresystem av stål:

Det er valgt å benytte forspente hulldekker for beregning av dekke. Dimensjonering av bjelke og søyle tar utgangspunkt i stål.

3.3.2 Oppbygning og bruk

«Stål er legeringer av jern og karbon som i tillegg kan inneholde betydelige mengder andre legeringselementer» (Solberg, et al., 2022). Materialet har flere gode egenskaper som blant annet formbarhet og styrke, og derfor blir stål regnet som det mest allsidige konstruksjonsmaterialet. Stål får sine egenskaper gjennom sammensetning, formgivningsprosess og varmebehandling.

De aktuelle plassene for å benytte stål er i bæresystem eller som sekundære elementer. Hovedgrunnen til å benytte stål er på grunn av den store bærende kapasiteten i forhold til egenvekt.

3.3.3 Fordeler og ulemper med stål som konstruksjonsmateriale

Fordeler:

- Styrke
- Kort byggetid
- Kan gjenbrukes
- Lav egenvekt

Styrke

Stål er et svært sterkt materiale i forhold til sin lave vekt. Det egner seg derfor godt som bæresystem for store konstruksjoner, som i betong ville medført en svært stor egenvekt. Flere av de største bygningskonstruksjonene blir utført i stål. Dette fordi bygningene kan ha store, frie spenn.

Kort byggetid

Siden stålelementene kommer som prefabrikkerte elementer kan montering skje raskt etter ankomst på byggeplassen. Den raske monteringen minimerer blant annet støy, forstyrelser og reduserer risikoen for forsinkelser. Det vil dermed være enklere å følge planlagt fremdrift.

Gjenbruk

Stål er det eneste materialet som er 100% resirkulerbart. Årlig blir omtrent 435.000.000 tonn stål resirkulert. Som en sammenlikning tilsvarer dette 150 Eiffeltårn eller 1,2 millioner biler resirkulert hver eneste dag. Stål kan bli gjenvunnet flere ganger uten at det mister sin kvalitet. Dr. Stanley Rhodes sa følgende om stål: «Ingenting kan sammenlignes med stål når det gjelder en bærekraftig produksjonsprosess» (Norsk Stålforbund, 2020).

Lav egenvekt

Stål har en relativt lav egenvekt, og egner seg spesielt godt som bæresystem hvor grunnforholdene er utfordrende. Ved bygging på dårlig grunn vil bruk av materialer med lav egenvekt være fordelaktig. Dette skyldes at man ikke ønsker å overbelaste allerede dårlige grunnforhold.

Ulemper:

- Korrosjon
- Brannbeskyttelse
- Utmatting

Korrosjon

Stål er utsatt for korrosjon. I fuktig miljø med tilgang på oksygen blir jern omdannet til jerndioksidhydrater, det vi vanligvis kaller rust. For å unngå dette blir stålet korrosjonsbeskyttet. Den vanligste metoden er å benytte maling, som hindrer at fukt og oksygen trenger inn i stålet. I tillegg blir det benyttet galvanisering, som gir stålet et beskyttende belegg. Andre metoder er blant annet innstøpning i betong, plastbelegg, økt godstykkelse, katodisk vern, bruke rust-tregt stål eller rustfritt og syrefast stål (Solberg, et al., 2022).

Brannbeskyttelse

Konstruksjonsstål mister omtrent femti prosent av sin fasthet ved en temperatur på omtrent 500 grader celsius, som er en kritisk verdi for stålelementer. Dette er grunnen til at ubeskyttet stål kun oppnår en brannmotstand på mellom ti og femten minutter. Likevel kan enkle tiltak innføres slik at stålet kan skaffe seg en høyere motstand mot brann. Dette kalles brannisolering og kan medføre en økning av brannmotstand fra ti minutter til omtrent nitti minutter (Byggforskserien, 2004).

Utmatting

Utmatting blir karakterisert ved at en stabil sprekk under variabel last fører til brudd ved en tilfeldig høy belastning på et redusert tverrsnitt. I sveiste stålkonstruksjoner er det fra starten av mange mikrosprekker, som kan danne utgangspunktet for videre sprekkvekst (Larsen, 2020).

4. Beregningsgrunnlag

4.1 Dimensjonerende laster

Det har lenge eksistert regler og forskrifter for bygningskonstruksjoner. Eksempler på dette er plan- og bygningsloven, byggeforskrifter, byggetekniske forskrifter og eurokoder med nasjonale tillegg. Eurokoder med nasjonalt tillegg er de eneste gyldige standardene som blir benyttet i Norge. Grunnen til at tilleggene blir brukt i standardene skyldes at de tilfører nasjonale krav til sikkerhet, bestandighet og ressursbruk.

Ved prosjektering av konstruksjoner er det viktig å ta hensyn til formålet med konstruksjonen. For enkelte konstruksjoner er lastbæring det eneste formålet, mens for andre er det kun en av flere funksjoner. Et leilighetskompleks vil ha flere funksjoner, og derfor vil opptredende laster variere i tid og rom. Tidsvariasjoner tar hensyn til permanente laster, varierende laster og ulykkeslaster. Eksempler på dette er egenvekten til konstruksjonen, som vil være en permanent last. Derimot vil nyttelaster, snølast og vindlast være størrelser som kan variere i både størrelse og tid.

Lastberegninger baserer seg på gjeldende krav fra NS-EN. Aktuelle eurokoder for lastberegninger er oppsummert i «Tabell 2». Beregninger basert på følgende standarder er vist i vedlegg.

Tabell 2. Benyttet standardverk for beregning av laster

<i>Last:</i>	<i>Standard:</i>
Egenlast	NS-EN 1991-1-1:2002: <i>Laster på konstruksjoner. Del 1-1: Allmenne laster</i> <i>Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger</i>
Nyttelast	NS-EN 1991-1-1:2002: <i>Laster på konstruksjoner. Del 1-1: Allmenne laster</i> <i>Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger</i>
Snølast	NS-EN 1991-1-3:2003: <i>Laster på konstruksjoner. Del 1-3: Allmenne laster</i> <i>Snølaster</i>
Vindlast	NS-EN 1991-1-4:2005: <i>Laster på konstruksjoner Del 1-4: Allmenne laster</i> <i>Vindlaster</i>

4.1.1 Nyttelast

Beregningsgrunnlag:

Utrekning av aktuelle nyttelaster på dekker er beregnet ut fra «NS-EN 1991-1-1:2002: *Laster på konstruksjoner. Del 1-1: Allmenne laster Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger*». For beregninger av nyttelaster er det nødvendig å definere brukskategori for konstruksjonen. Avlest fra «tabell 6.1 – brukskategori» i aktuell eurokode blir konstruksjonen plassert i kategori A. Fra nasjonale tillegg i «NA.6.3.1.2 Verdier for påvirkning» blir konstruksjonen i kategori A inndelt i fire ulike kategorier. For beregninger er det kun tatt utgangspunkt i underkategori gulv med en jevnt fordelt last på 2.0kN/m^2 .

Kategori	Spesifikk bruk	Eksempel
A	Arealer for inneaktiviteter og hjemmeaktiviteter	Rom i boligbygg og hus; sengerom og behandlingsrom i sykehus; soverom i hoteller og gjestgiverier; kjøkken og toaletter.
B	Kontorarealer	
C	Arealer der personer kan samles (med unntak av arealer som er definert i kategori A, B og D ¹⁾)	C1: Arealer med bord osv., f.eks. i skoler, kafeer, restauranter, spisesaler, leserom, resepsjoner osv. C2: Arealer med faste seter, f.eks. arealer i kirker, teatre eller kinosaler, konferanserom, forelesningsaler, forsamlingsaler, venterom medregnet forhall på jernbanestasjon osv. C3: Arealer uten hindringer for personer i bevegelse, f.eks. arealer i museer, utstillingsrom osv., og ankomstråder i offentlige bygg og administrasjonsbygg, hoteller, sykehus, jernbanestasjonshaller. C4: Arealer med mulighet for fysiske aktiviteter, f.eks. dansesaler, gymnastikkrom, soener osv. C5: Arealer som lett overfylles, f.eks. i bygg for offentlig bruk, som konsertsaler, idrettshaller medregnet tribuner og atkomstområder og jernbaneperronger.
D	Forretningsarealer	D1: Arealer i vanlig detaljhandel. D2: Arealer i varehus.

¹⁾ Det gjøres oppmerksom på 6.3.1.1(2), særlig for C4 og C5. Se NS-EN 1990 når det må tas hensyn til dynamiske effekter. For kategori E, se tabell 6.3.

MERKNAD 1 Oppdragsgiver og/eller det nasjonale tillegget kan fastsette at arealer som normalt kan settes i kategori C2, C3, C4, avhengig av bruk, kan settes i kategori C5.

MERKNAD 2 Underkategorier til A, B, C1 til C5, D1 og D2 kan gis i det nasjonale tillegget.

MERKNAD 3 Se 6.3.2 for lagrings- eller industrivirksomhet.

Tabell NA.6.2 – Nyttelaster på gulv, balkonger og trapper i bygninger

Kategorier for belastede områder	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Kategori A		
- Gulv	2,0	2,0
- Trapper	3,0	2,0
- Balkonger og verandaer ¹⁾	4,0	2,0
- Loft med liten takhøyde eller begrenset adgang	1,0	1,5
Kategori B		
	3,0	2,0
Kategori C		
- C1	3,0	4,0
- C2	4,0	4,0
- C3	5,0	4,0
- C4	5,0	7,0
- C5	5,0	4,0
Kategori D		
- D1	5,0	4,0
- D2	5,0	7,0

¹⁾ Takt Terrasse, se kategori I

Figur 8. Oversikt over brukskategorier og tilhørende nyttelaster

Resultat:

Nyttelast på 2.0kN/m^2 representerer påført last på dekket. I vedlagte beregninger vil det forekomme at nyttelasten vil bli oppgitt som 2.4kN/m^2 . Dette er på grunn av dekkeberegninger med lik bredde på 1200 millimeter.

4.1.2 Snølast

Beregningsgrunnlag:

Utrekning av snølaster baserer seg på «NS-EN 1991-1-3:2003: Laster på konstruksjoner. Del 1-3: Allmenne laster: Snølaster». Som støttelitteratur er Byggforskserien benyttet for eksempler på utregning. Aktuell rapport er «Dimensjonerende snølast i kommunene», som benytter følgende variabler for Oppdal kommune vist i «Tabell 3».

Tabell 3. Verdier for snølast i Oppdal kommune

Kommune	S_{k,0} (kN/m²)	H_u (m)	H_g (m)	ΔS_k (kN/m²)	S_{k,maks} (kN/m²)
Oppdal	4.5	550	650	1.0	7.5

Leilighetskomplekset blir bygget i Oppdal sentrum som ligger på 545 meter over havet. Byggestedets høyde er altså lavere enn høydegrensen fastsatt for Oppdal Kommune, og derfor ble det sett bort fra eventuelle økninger av karakteristisk snølast på mark.

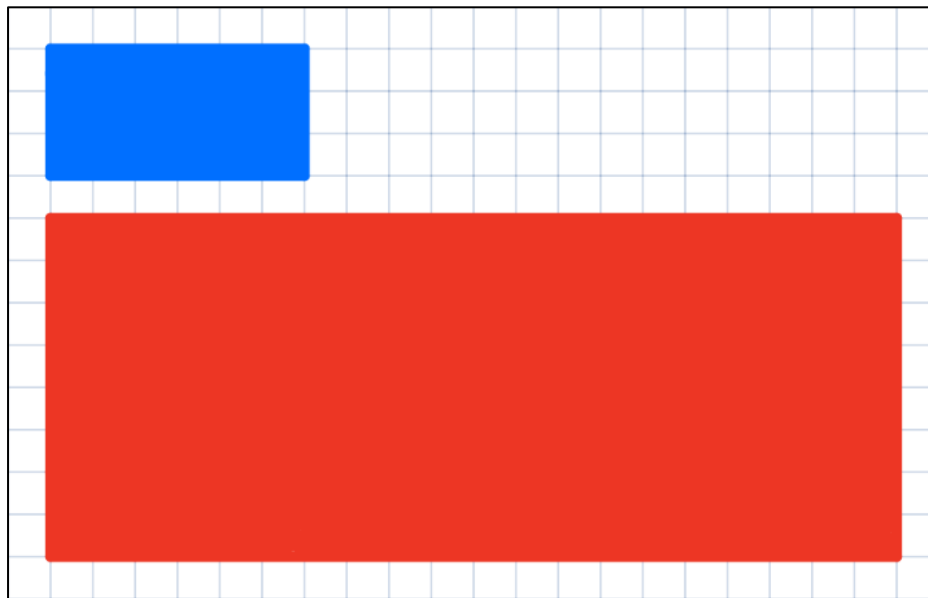
Resultat:

Faktorer benyttet for beregning av dimensjonerende snølast på tak er valgt med utgangspunkt i gjeldende standarder. Disse faktorene er blant annet formfaktor, eksponeringsfaktor og termisk faktor for snøsmelting. Til slutt er disse faktorene multiplisert med dimensjonerende verdi for snølast på mark. Dette resulterer i dimensjonerende snølast på tak med verdi 3.6 kN/m² for leilighetskomplekset.

4.1.3 Vindlast

Beregningsgrunnlag:

Beregning av vindlast baserer seg på «NS-EN 1991-1-4:2005: Laster på konstruksjoner Del 1-4: Allmenne laster: Vindlaster». For utregninger det er i tillegg benyttet støttelitteratur som Byggforskserien, hvor aktuell artikkel er «vindlast på bygninger». Konstruksjonen ble «delt», som anvist i «Figur 9». Dette ble gjort for å kunne benytte metode anvist i gjeldende standard.



Figur 9. Oppdeling av konstruksjon for dimensjonering av vindlast

Resultat:

For beregning av byggets hoveddel ble det tatt utgangspunkt i lengder fra eksisterende modell med en langside på 55 meter og 14 meter på kortsiden. Beregninger er gjort for både vindlast på vegger og tak, vist i vedlegg B.2. Ved videre dimensjonering ble det valgt å benytte last fra «sone I₁». Dette ble gjort som et sikkerhetstiltak ettersom sonen ga størst dimensjonerende last på takkonstruksjonen.

4.2 Beregningsgrunnlag

Det er valgt å undersøke bæresystem for leilighetskomplekset Skifer Signatur i materialene tre, betong og stål. Materialene har ulike stivheter, som resulterer i ulik materialoppførsel ved belastning. Det er derfor ønskelig å undersøke hvilke konsekvenser likt statisk system vil medføre for konstruksjonen. Bæresystemet i tre består av massivtre- og limtreelementer, mens bæresystemet for stål vil benytte hulldekker og stålelementer. For betong vil bæresystemet bestå av slakkarmert betong.

For beregning av konstruksjoner er det valgt å ta utgangspunkt i et statisk system basert på arkitektmodell for Skifer Signatur. De vanligste leilighetene har en lengde mellom skillevegger på 7.5 meter, mens bredden på bygget er 14 meter. Det valgte systemet danner grunnlaget for videre beregninger.

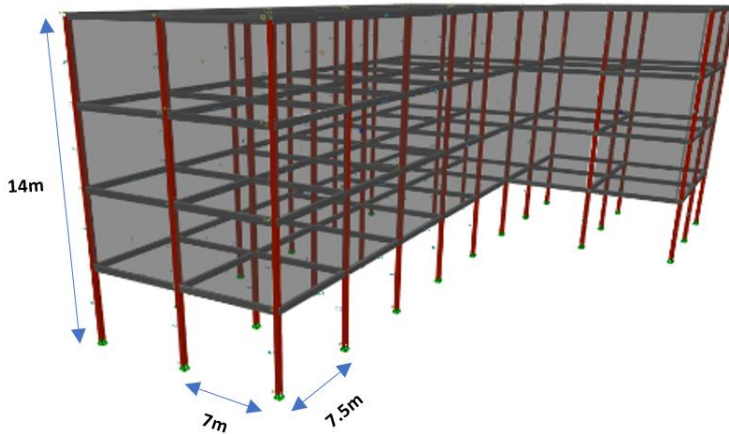


Figur 10. Blå piler har lengde på 7.5 m, mens røde piler har lengde på 5 m

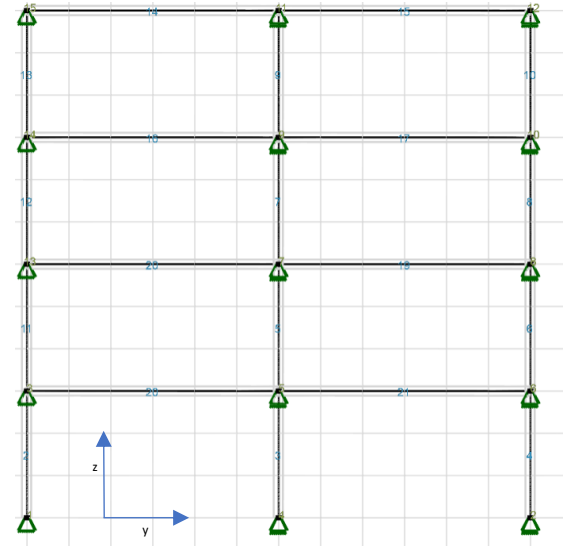
Beregningene som følger i avsnittene under tar først for seg dimensjonering av tre, betong og stål med angitte lengder og bredder. Hensikten er å undersøke om det er praktisk mulig å benytte seg av samme spenn for de tre ulike konstruksjonsmaterialene. Dersom det viser seg at dette ikke er mulig vil et alternativt statisk system med andre spenn bli forsøkt. Dimensjonering tar utgangspunkt i eurokodene:

- NS-EN 1995-1-1 Prosjektering av trekonstruksjoner
- NS-EN 1992-1-1 Prosjektering av betongkonstruksjoner
- NS-EN 1993-1-1 Prosjektering av stålkonstruksjoner

Andre aktuelle artikler og rapporter benyttet i beregningene vil være anvist i aktuelle vedlegg.



Figur 11. Illustrasjon laget i Focus som viser høyder og spenn



Figur 12. Illustrasjon laget i Focus som viser valgt statistisk system

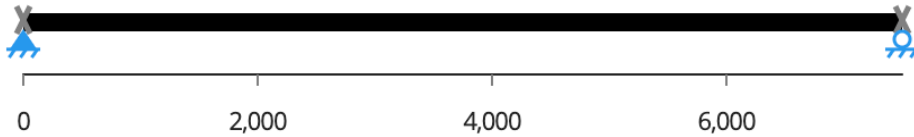
Bæresystemene forholder seg til ulike standarder, i tillegg til at beregningsmetodikk er ulik. Hulldekker på bæresystem av stål og tre baserer seg i hovedsak på verdier gitt i tabeller utgitt av produsenter. Angitte tverrsnitt blir forsøkt opp mot belastning, før tilstrekkelig tverrsnitt vil bli valgt. Derimot stiller beregninger av betongkonstruksjoner større krav til egne valg, og eksempler på dette er valg av størrelse på kamstål.

Beregning av dekker vil benytte lik bredde på 1200 millimeter, som er standard bredde på et hulldekke. Dette ble gjort for å kunne sammenlikne de plasstøpte betong- og massivtredekkene med de prefabrickerte hulldekkene.

4.2.1 Statisk system for beregninger

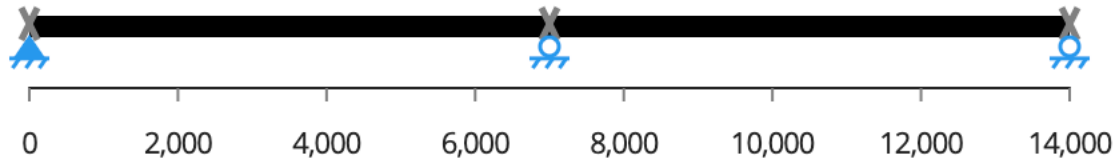
Valgt statisk system for beregningene er en fritt opplagt bjelke med lengde på 7.5 meter.

Beregnet dekkelement er plassert mellom kjeller og første etasje i bygget.



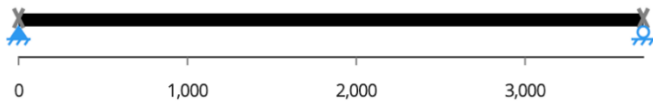
Figur 13. Fritt Opplagt bjelke på 7.5 meter

Valgt statisk system for beregning av bjelken er en tofelts-bjelke, med total lengde på 14 meter, som er bredden av bygget. Bakgrunnen for å benytte en kontinuerlig bjelke i stedet for en bjelke som er fritt opplagt skyldes mindre opptredende moment over midtspennet i bjelken. Beregnet bjelke er plassert i underkant av første etasje midt i bygget.



Figur 14. Tofelts-bjelke med lengde på 14 meter

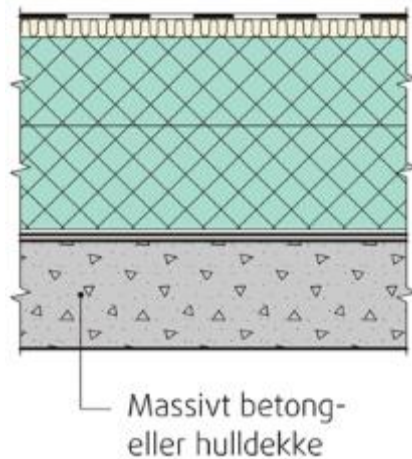
Det er tatt utgangspunkt i en 3.7 meter lang midtsøyle i kjelleretasjen da denne søylen vil ha den største lastpåkjenningen. Søylen er fast opplagret i bunn med et rullelager i topp.



Figur 15. Søyle med lengde på 3.7 meter

4.2.2 Takkonstruksjon

Egenvekt for takkonstruksjoner tar utgangspunkt i tyngste vekt av takkonstruksjoner i Byggforskserien «Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler». (Sintef Byggforsk, 2013) For en enklere sammenlikning er det valgt å benytte lik takkonstruksjon for alle bæresystemene. Det er valgt å ta utgangspunkt i den tyngste takkonstruksjonen, som består av 150 millimeter med massiv betong, 350 millimeter mineralull og takteking av asfalttakbelegg. Dette gir en samlet vekt på 4.4kN/m^2 .



Figur 16. Takkonstruksjon av betong, mineralull og takteking av asfaltbelegg

5. Resultat

5.1 Bæresystem tre

5.1.1 Massivdekke

Beregningsgrunnlag:

For dekket ble det valgt å benytte massivtre. Det er flere metoder å dimensjonere massivtreelementer på. De vanligste er Timoshenko, modifisert gamma og Schubanologieverfahren. For håndberegningen ble det valgt å bruke Schubanologieverfahren-metoden (skjæranalogimetoden) for dimensjonering av dekket. Bakgrunnen for valget var at skjæranalogi er en mer nøyaktig metode fordi den tar hensyn til at hvert sjikt har ulike elastisitetsmoduler (E-modul) og forskjellige skjærmoduler (G-modul). Utgangspunktet for skjæranalogimetoden er å undersøke massivtreelementet som to bjelker, bjelke A og bjelke B. Disse bjelkene er satt sammen med uendelige stive staver. Forskjellen på de to bjelkene vil være at det ikke vil være statisk samvirke mellom de ulike sjiktene for bjelke A, samtidig som den har uendelig stor skjærstivhet. På den andre siden er bjelke B summen av samvirke mellom de ulike sjiktene (Treteknisk, 2006).

$$\begin{array}{l} (EI)_A = \frac{b}{12} \cdot \sum_1^n E_i \cdot d_i^3 \quad (GA)_A = \infty \\ \text{Bjelke A} \\ \text{Bjelke B} \\ (EI)_B = b \cdot \sum_1^n E_i \cdot d_i \cdot z_i^2 \quad (GA)_B = a^2 \cdot \left[\frac{1}{\sum_1^{n-1} c_i + \frac{d_1}{2 \cdot G_1 \cdot b} + \sum_{i=2}^{n-1} \frac{d_i}{G_i \cdot b} + \frac{d_n}{2 \cdot G_n \cdot b}} \right] \end{array}$$

Figur 17. Schubanologieverfahrenmetoden

Resultat:

For kontroll av håndberegningene ble Calculatis brukt. Calculatis er et verktøy for tredimensjonering som bruker Timoshenko sin metode for dimensjonering av tre. Det vil bli tatt utgangspunkt i et 5-sjiktet preakseptert massivtredekke med tykkelse 160 millimeter med en bredde på 1.2 meter for å kunne sammenligne resultatene.

Spenn på 7.5 meter

Resultatene i «Tabell 4» viste at tverrsnittet brukt som utgangspunkt ga for stor nedbøying.

Videre beregninger viste også at nedbøyingen ville bli problematisk for andre

tverrsnittsdimensjoner. Kontrollen ble avsluttet når det viste seg at et 7-sjikts element med total tykkelse på 240 millimeter ikke ville være tilstrekkelig. En videre økning av tverrsnittet vil gi et dekke som ikke vil vært praktisk å benytte seg av.

Tabell 4. Kontroll dekketykkelser ved spenn på 7.5 meter

Panel type	Utnyttelse (< 1)	Øyeblikkelig nedbøying (≤ L/300)	Langtidsnedbøying (≤ L/250)	Resultat
KLH 160mm 5s (40, 20, 40, 20, 40)	0.864	66.26	93.641	IKKE OK
KLH 180mm 5s (40, 30, 40, 30, 40)	0.772	49.254	69.612	IKKE OK
KLH 200mm 5s (40, 40, 40, 40, 40)	0.619	37.97	53.663	IKKE OK
KLH 180mm 7s (20, 40, 20, 20, 20, 40, 20)	0.351	71.737	101.388	IKKE OK
KLH 220mm 7s (30, 40, 30, 20, 30, 40, 30)	0.22	33.808	47.782	IKKE OK
KLH 240mm 7s (30, 40, 30, 40, 30, 40, 40)	0.217	26.692	37.724	IKKE OK

Spenn på 6 meter

Siden spennet på 7.5 meter viste seg å bli for stort ble det valgt å gå ned til 6 meter.

Utgangspunktet for tverrsnittet er fortsatt det samme. Resultatene i «Tabell 5» viste at dersom man reduserte spennet til 6 meter blir nedbøyingen mindre, og et 5-sjikts element med total tykkelse på 200 millimeter ville være tilstrekkelig for å tilfredsstille krav for utnyttelse og nedbøying.

Tabell 5. Kontroll av dekketykkelser ved spenn på 6 meter

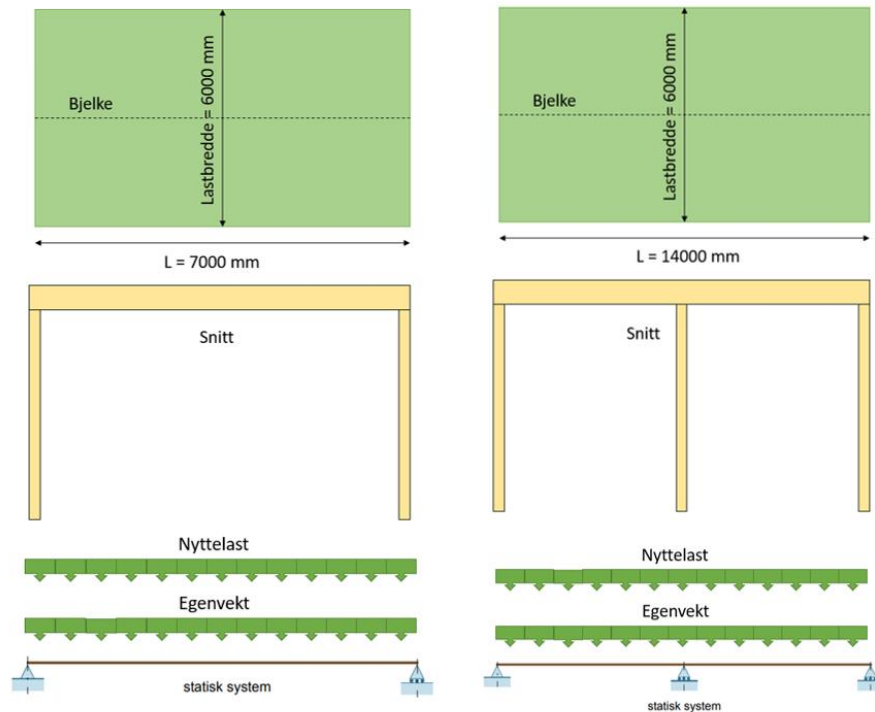
Panel type	Utnyttelse (< 1)	Øyeblikkelig nedbøying (≤ L/300)	Langtidsnedbøying (≤ L/250)	Resultat
KLH 160mm 5s (40, 20, 40, 20, 40)	0.553	27.14	38.355	IKKE OK
KLH 180mm 5s (40, 30, 40, 30, 40)	0.462	20.174	28.513	IKKE OK
KLH 200mm 5s (40, 40, 40,40, 40)	0.396	15.55	21.98	OK

5.1.2 Bjelke av limtre

Beregningsgrunnlag:

For beregning av limtrebjelken ble det valgt å ta utgangspunkt i hovedbærebjelken i kjelleretasjen, som var den mest belastede bjelken. Det er valgt å se på to ulike statiske systemer for beregning av bjelken. Det første systemet består av en fritt opplagt bjelke på 7 meter, mens det andre systemet består av en kontinuerlig bjelke med total lengde på 14 meter.

Hovedbjelken er av typen GL30h. Det er valgt å ta utgangspunkt i denne materialtypen for å kunne sammenligne resultatene med Calculatis. Lastbredden er satt til 6 meter og tverrsnittdimensjonene som skal kontrolleres er bestemt etter bransjestandard. Bredden ble satt til 140 millimeter, mens høyden ble økt eller redusert med lameller (45 millimeter) for å tilfredsstille kravene i standarden. Etersom bjelken ble beregnet før søylen ble det antatt et søyletverrsnitt som gjorde at kontrollen for trykk i fiberretningen ble godkjent i henhold til standarden.



Figur 18. Illustrasjonen viser statisk system for den fritt opplagt bjelken og den kontinuerlige bjelken

Resultat:

Den første kontrollen ble foretatt med en antatt bjelkedimensjon på 140 x 540 millimeter. Dette tverrsnittet tilfredsstilte kravene til nedbøying og trykk, men kontrollen for skjær og bøyning viste at tverrsnittet ikke hadde god nok kapasitet. Det ble foretatt flere kontroller ved å beholde samme bredde, men øke høyden med en lamell før hver kontroll. Dette ga etter hvert en stor høyde, som ikke ville vært praktisk å benytte videre. Det ble deretter forsøkt å øke bredden for å få et godkjent tverrsnitt, men dimensjonene ble store. Dette er en spesialbestilling, og derfor mer kostbart. Se «Tabell 6» for kontroller av ulike tverrsnitt.

Tabell 6. Kontroll av ulike tverrsnitt for den fritt opplagte bjelken

Tverrsnitt	Bøyekontroll (< 1)	Skjærkontroll (< 1)	Trykkontroll (< 1)	Øyeblikkelig nedbøying (≤ L/300)	Langtidsnedbøying (≤ L/200)	Resultat
140 x 540	1.796	1.791	0.886	40.988	58.013	IKKE OK
140 x 585	1.544	1.655	0.887	32.267	45.675	IKKE OK
240 x 540	1.055	1.052	0.892	24.095	34.128	IKKE OK
240 x 585	0.907	0.973	0.894	18.981	26.897	OK

For den kontinuerlige bjelken var utgangspunktet for dimensjoneringen lik som fritt opplagt bjelke. Dette tverrsnittet tilfredstilte kravene for nedbøying, mens kontrollene for bøying, skjær og trykk var ikke godkjente. Det ble valgt å øke bredden og høyden på bjelken til tverrsnittet var godkjent i henhold til kravene i standarden. Som resultatene i «Tabell 7» viser, var det utfordrende å finne et tverrsnitt som tilfredstilte krav med en lengde på 14 meter. Det vil være mulig å få limtrebjelker i bredder opptil 260 millimeter, men å benytte seg av flere slike bjelker vil bli dyrt og upraktisk.

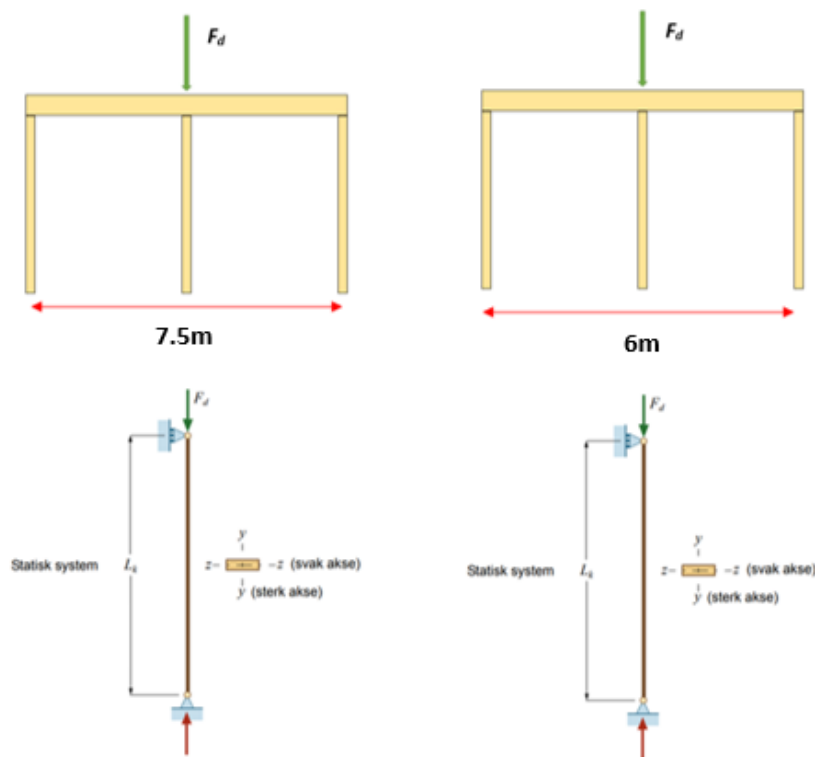
Tabell 7. Kontroll av ulike tverrsnitt for den kontinuerlige bjelken

Tverrsnitt	Bøyekontroll (< $f_{m,d}$)	Skjærkontroll (< 1)	Trykkontroll (< 1)	Øyeblikkelig nedbøying ($\leq L/300$)	Langtidsnedbøying ($\leq L/200$)	Resultat
140 x 540	34.848	2.239	1.029	17.015	24.083	IKKE OK
190 x 585	21.98	1.53	1.033	9.912	14.038	IKKE OK
215 x 585	19.46	1.355	1.035	8.777	12.435	IKKE OK
240 x 585	17.466	1.216	1.037	7.88	11.166	IKKE OK
240 x 630	15.081	1.13	1.039	6.319	8.956	IKKE OK

5.1.3 Søyلة av limtre

Beregningsgrunnlag:

Midtsøylen er ikke avstivet i noen retning, og derfor var z-aksen den dimensjonerende for gjeldende tverrsnitt. Det ble gjort en antagelse om at søylens aksialbelastning treffer sentrisk. Ved detaljert dimensjonering ville det likevel vært rimelig å anta at aksialbelastningen vil treffe eksentrisk. Dette ville medført et tilleggsmoment for søylen. Samtidig vil det heller ikke forekomme nevneverdige bøyespenninger. Derfor vil den generelle formelen for knekking bli forkortet til å kun ta hensyn til trykk i fiberretning. Likevel ble det valgt å beregne bøyespenninger for en mer nøyaktig kapasitetskontroll. Det ble valgt å se på to situasjoner med forskjellige lastbredder. Den første situasjonen hadde en lastbredde på 7.5 meter med et totalt lastareal på 52,5 kvadratmeter, mens situasjon to hadde en lastbredde på 6 meter med et totalt lastareal på 42 kvadratmeter. Ved beregning ble det tatt utgangspunkt i en søyledimensjon på 190 x 360 millimeter.



Figur 19. Statisk system for søyle med lastbredde på 7.5 og 6 meter

Resultat:

Resultatene i «Tabell 8» viser at for den valgte søyla ville krav for trykk være tilfredsstilt, men at kontrollen for knekking om de to aksene ikke var godkjent. Det ble derfor bestemt å beholde bredden på 190 millimeter og øke høyden med en lamell til tverrsnittet fikk en dimensjon som tilfredsstilte kravene i standarden. Etter flere kontroller viste det seg at en søyle med dimensjon 190 x 540 millimeter tilfredsstilte kravene for trykk og knekking. Som nevnt tidligere er det i denne dimensjoneringen antatt at aksialbelastningen skjer sentrisk på søyla. Dersom man hadde dimensjonert søyla med utgangspunkt i at aksialbelastningen treffer eksentrisk, så vil det være rimelig å anta at søyledimensjonen også hadde blitt større på grunn av tilleggsmomentet denne eksentrisiteten gir.

Tabell 8. Kontroll av ulike tverrsnitt med lastbredde på 7.5 meter

Tverrsnitt	Trykk i fiberretning (< 1)	Knekking y-akse (< 1)	Knekking z-akse (< 1)	Resultat
190 x 360	0.968	1.54	1.49	IKKE OK
190 x 450	0.744	1.338	1.289	IKKE OK
190 x 495	0.704	1.185	1.137	IKKE OK
190 x 540	0.645	0.967	0.922	OK

Når lastbredden ble redusert til seks meter viste resultatene i «Tabell 9» at limtresøylen på 190 x 450 millimeter var tilstrekkelig for å tilfredsstille krav i standarden. En bredde på 190 millimeter er ikke en standard limtrebredde, og vil derfor inngå som en spesialbestilling. Dersom en ønsker å redusere høyden til tverrsnittet, er det mulig å benytte seg av en søyle med dimensjon på 215x405 millimeter.

Tabell 9. Kontroll av ulike tverrsnitt med lastbredde på 6 meter

Tverrsnitt	Trykk i fiberretning (< 1)	Knekking y-akse (< 1)	Knekking z-akse (< 1)	Resultat
190 x 360	0.77	1.24	1.2	IKKE OK
190 x 405	0.691	1.074	1.035	IKKE OK
190 x 440	0.636	0.976	0.937	OK
215 x 405	0.611	0.922	0.896	OK

5.2 Bæresystem av betong

Beregningsgrunnlag:

Beregninger baserer seg på gjeldende standarder i tillegg til «Betongkonstruksjoner – Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2» av Stein Ivar Sørensen (Sørensen, 2013). Det er kun gjennomført håndberegninger, hvor forenklinger og avgrensninger er gjort med hensyn på tidsbruk.

Avgrensninger:

- Svinn
- Tension stiffening
- Andre ordens effekter søyle
- Korreksjonsfaktor for spenn over syv meter
- Rissviddekontroll

5.2.1 Dekke (vedlegg D.1.1., D.1.2., D.4.1.):

Basert på statisk modell ble dekket definert som en enveisplate uavhengig av lengder. For valg av dekketykkelse ble tabell 7.4N i EC2 benyttet. Et statisk system med et fritt opplagt dekke gir en anbefalt dekkeshøyde hvor valgt spennlengden divideres på 20. Dette resulterer i en høyde på 380 millimeter for dekke med 7.5 meter spennvidde. Basert på gjeldene spennlengde innfridde ikke dekket krav til nedbøyning som vist i «Tabell 10». Samtidig ble det gjort vurderinger om en slik dekketykkelse ville gi utfordringer knyttet til etasjehøyder. Basert på dette ble det valgt å redusere spennlengden fra 7.5 meter til seks meter.

Tabell 10. Resultat for første beregning av dekke på 7.5 meter spennvidde

Høyde dekke(mm)	Spennvidde(mm)	Krav til nedbøyning L/250(mm)	Beregnet nedbøyning(mm)	Resultat
380	7500	30	38.6	IKKE OK

Endring av spennvidde ga en anbefalt dekkeshøyde på 300 millimeter. Det ble gjort egne bestemmelser som blant annet overdekning og armeringsvalg. Valg av overdekning ble basert på 100 års levetid og klasse XC1. I tillegg er det valgt å benytte $\phi 12$ som lengdearmering i tverrsnittet.

«Tabell 11» viser nedbøyning for ulike dekker. Det ble tatt utgangspunkt i en bjelkehøyde på 250 millimeter, som er lavere enn anbefalt dekkeshøyde. Det viste seg at tverrsnittet ikke tilfredstilte krav til nedbøyning. Deretter ble det forsøkt med en høyde på 300 millimeter, men som resultatene viser så tilfredstilte heller ikke dette tverrsnittet krav for nedbøyning. Det ble nødvendig å øke dekkeshøyden til 380 millimeter for å få et tverrsnitt som ble godkjent. Redusert spennvidde hadde dermed liten påvirkning når også høyden på dekke justeres etter formel og verdier fra tabell 7.4N i EC2.

Tabell 11. Resultat av beregninger for dekker på 6 meter spennvidde

Høyde dekke(mm)	Spennvidde(mm)	Krav til nedbøyning L/250(mm)	Beregnet nedbøyning(mm)	Resultat
250	6000	24	40.5	IKKE OK
300	6000	24	32.7	IKKE OK
380	6000	24	21.2	OK

Det ble valgt å ta utgangspunkt i 300 millimeter dekke, men med mulige tiltak.

Valg av armering og plassering:

- Hovedarmering: $\phi 12s220$ i bunn av tverrsnitt og i topp over opplagre. Eventuelt kan det legges langs hele platen og ikke kun over opplagrene
- Senteravstand: Fra beregning til en midtplate på 1.2 meter bredde uten overdekning. Det må derfor passes på at endene har tilstrekkelig overdekning på minimum 35mm.
- Fordelingsarmering: $\phi 10s450$ Det første alternativet er å ha overhøyde på forskalingen.

Tiltakene som kan gjøres er forskaling som settes med en oppover rettet bueform som kompenserer for nedbøyningen. Det brukes omtrent lik overhøyde som beregnet nedbøyning. Alternativt kan det legges inn flere armeringsjern. For et beregnet dekke med 1.2 meter bredde er det krav til 6Ø12 for lengdearmring. Med 9Ø12 vil nedbøyning være innenfor kravet, og krav til horisontal avstand mellom lengdearmring er fremdeles godkjent. For utførende entreprenør kan ønsket løsning velges med bakgrunn i hva som er mest økonomisk og tidsmessig gunstig. Det oppfordres likevel til å bruke forskaling med overhøyde.

Entreprenør ble kontaktet for å kontrollere deres erfaring med valgt løsning. Deres tommelfingerregel var at ved spenn større enn 6.8 meter gikk de over fra slakkarmert til spennarmert betong. Dette på bakgrunn av dekketykkelse, spesielt for bolig. Det var også vanlig at de måtte bruke forskaling med overhøyde for slike spenn. De kunne vise til et konkret tilfelle med slakkarmert betong på 6.8 meter spennvidde, der overhøyde var satt til 24 millimeter. Endelig nedbøyning viste 20 millimeter, som vil si at dekket sank med totalt 44 millimeter. Årsaken til dette ble begrunnet med at forskaling ble fjernet for tidlig.

Det er gjort en beregning for et tredje alternativ, som forutsetter en endring av det statiske systemet. For å forenkle sammenlikningen er det valgt å benytte et fritt opplagt dekke, men dette er ikke vanlig praksis. Derfor er det valgt å gjøre en beregning med kontinuerlig dekke, se vedlegg D.4.1.. Valg av kontinuerlig dekke reduserer nedbøyning til 20.1 millimeter som er 3.9 millimeter innenfor gjeldende krav.

5.2.2 Bjelke

Bjelke - Fritt opplagt dekke, 300 mm (vedlegg D2.1.)

Bjelken må bære vekten av dekkene og overføre kreftene ned i søylene. Bjelken med størst belastning er dimensjonert. For å finne et passende tverrsnitt ble flere størrelser forsøkt, hvor det til slutt ble valgt å benytte dimensjonen 350x575 millimeter. Tverrsnittsbredden ble valgt basert på plassering av armering i to lag, samtidig som krav til vertikal og horisontal avstand mellom armeringen ble ivarettatt. Høyden av tverrsnittet ble forsøkt å holde lav, og derfor ble

betongkvaliteten økt til B40 for å innfri momentkapasitet. Beregningene viste at dimensjonerende moment er innenfor momentkapasiteten til tverrsnittet, men det er behov for skjærbøyler på grunn av for lav skjærkapasitet. Feltmomentet er lavere enn maksimalt moment ved opplager, som fører til en redusert armeringsmengde for undersiden av betongbjelken.

Valg av armering og plassering:

- Hovedarmering overside tverrsnitt: $6\phi 25s115$ (2-lag)
- Hovedarmering underside tverrsnitt: $3\phi 25s85$ (1-lag)
- Trykkarmering: $2\phi 12$ for innfestning til skjærbøyler
- Skjærbøyler: $\phi 10s190$

Grunnet høyden på bjelken ble det vurdert om det er mulig å innlemme bjelken i dekke. Bjelken ville da få en høyde på 300 millimeter, men beregningene indikerte at bredden da måtte være over 1.2 meter. Det ble derfor fastsatt at dette var en for bred bjelke dimensjon.

Bjelke - kontinuerlig dekke, 300mm (vedlegg D.4.1.):

I beregningen for dekker ble det vist at et kontinuerlig dekke på 300 millimeter vil innfri krav til nedbøyning, men dette medfører en økt belastning på bjelken. Det er derfor gjort en beregning for å kontrollere om bjelken på 350x575 millimeter vil tåle denne belastningen.

Dimensjonerende last økte med omtrent 5 kN/m, som medførte at moment oversteg momentkapasiteten til tverrsnittet. Basert på overskridelsen ble betongkvaliteten økt fra B40 til B45.

Armeringsmengden må økes, og det er plass til $4\phi 25$ i bredden av tverrsnittet. Dermed vil ikke bredden måtte økes med hensyn på krav til horisontal avstand mellom lengdearmering. I tillegg er det heller ikke behov for å plassere armering i mer enn to lag. Det er dermed kun mindre justeringer som må til for å ta hensyn til de økte belastningene. Beregning indikerer at nedbøyning fortsatt vil være innenfor kravet $27.4mm < 28mm$.

Forenkling i beregning av bjelke med kontinuerlig dekke:

Som en forenkling ble betongkvalitet økt for bjelken. Likevel vil bjelker sammenføyet med dekker bli støpt samtidig. De vil derfor bestå av samme betongkvalitet. Aktuelle løsninger blir derfor å endre bjelkehøyden til 625 millimeter, eller å benytte B45 for dekkene. Det må bemerkes at ved en sammenføring av bjelken og dekket burde bjelken bli beregnet som en T-bjelke. Det er blitt sett vekk fra i disse beregningene.

5.2.3 Søyle (vedlegg D.3.1.):

Midtre søyle i kjelleretasje under den beregnede bjelken dimensjoneres. Denne søylen har den største lastpåkjenningen, og last fra dekkene, bjelkene, søylene ovenfor vil bidra til belastningen på søylen. Dette inkluderer også vindlast og snølast oppå tak.

Slanketskriterium ble kontrollert for søylen. Kontrollen viste at søylen er slank, og at det derfor er nødvendig å ta hensyn til andre ordens effekter ved dimensjonering av søylen. Det ble likevel valgt og kun regne på første ordens effekter.

Det ble ved kontroll av slankhet tatt utgangspunkt i et tverrsnitt på 325x325 millimeter. Dette tverrsnittet viste seg å være utilstrekkelig og ble derfor økt til 350x350mm. Det ble kontrollert om det nye tverrsnittet ville påvirke definisjon av slank/ikke-slank søyle, men søyle ble fortsatt definert som slank.

Det ble brukt M/N diagram for å ta hensyn til moment fra minste eksentrisitet som er gitt i EC2,6.1.4.

Valg av armering og plassering:

- Krav til armering var innfridd med bruk av $4\phi 25$ som plasseres symmetrisk med en stang i hvert hjørne av tverrsnittet.

- For bøyler brukes det $\phi 10s350$. Bøyler og senteravstand er gjort med en forenklet beregning der minste senteravstand er lagt til grunn. Må beregnes mer nøyaktig med hensyn på skjærkrefter i søylen.

Tilleggsberegninger med endring av statisk system:

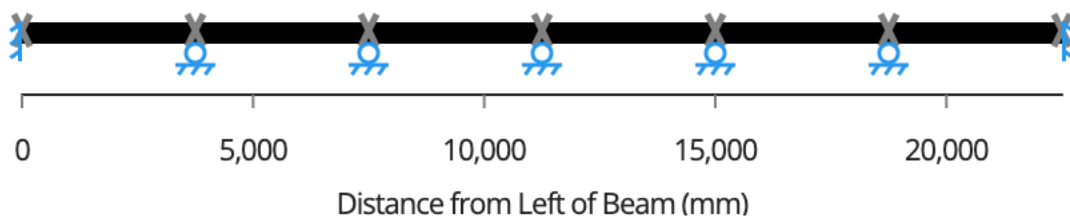
Med bakgrunn i resultatet av beregningene ble det gjort en større endring av det statiske systemet, se «Figur 22». Endringen tillater en enklere byggeprosess for entreprenør, mer optimalisert dimensjonering med mindre behov for armering, mindre behov for betong og bjelker som ikke vil være synlig i leiligheter. Beregningene er vist i vedlegg D.5.1. og D.5.2..

Spennvidder for dekket er redusert og beregningene har lagt inn et lengre kontinuerlig dekke som også har fast innspenning i endeveggene. Bjelken har mindre belastning fra dekket og er beregnet til å bli innlemmet i skillevegger samt i dekket midt i det lengste spennet mellom leilighetene. Bjelken har også fått en kortere spennvidde ved at det er blitt lagt til to søyler.

Endringen påvirker hvordan utformingen av bjelker og søyler må utformes i kjelleretasjen. Dette er fordi kraften av de nye søylene må føres ned i fundamentet, men det kan ikke settes inn mange mindre søyler i kjelleretasjen slik som det er i boligene. Det er likevel ikke valgt å se nærmere på dette annet enn at det er plassert inn en bjelke med ett spenn i kjelleretasjen, vises i «Figur 22».

Dekke – kontinuerlig, 250mm (vedlegg D.5.1.):

Statisk system:



Figur 20. Statisk system for kontinuerlig dekke, 250mm

Armering:

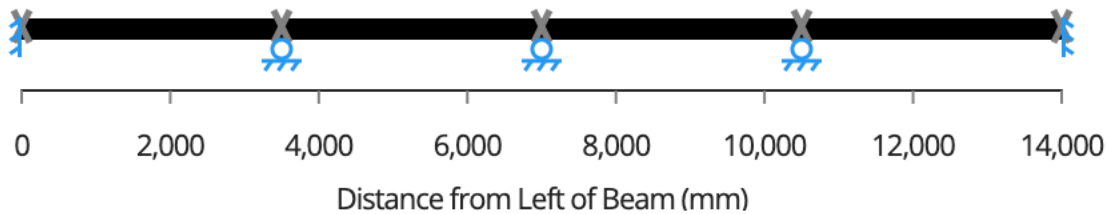
- Hovedarmering - Ø12s390
- Tverrarmering – Ø10s450

Nedbøyning:

$2\text{mm} < 15\text{mm}$, OK

Bjelke - kontinuerlig, 200x250mm (vedlegg D.5.2.):

Statisk system:

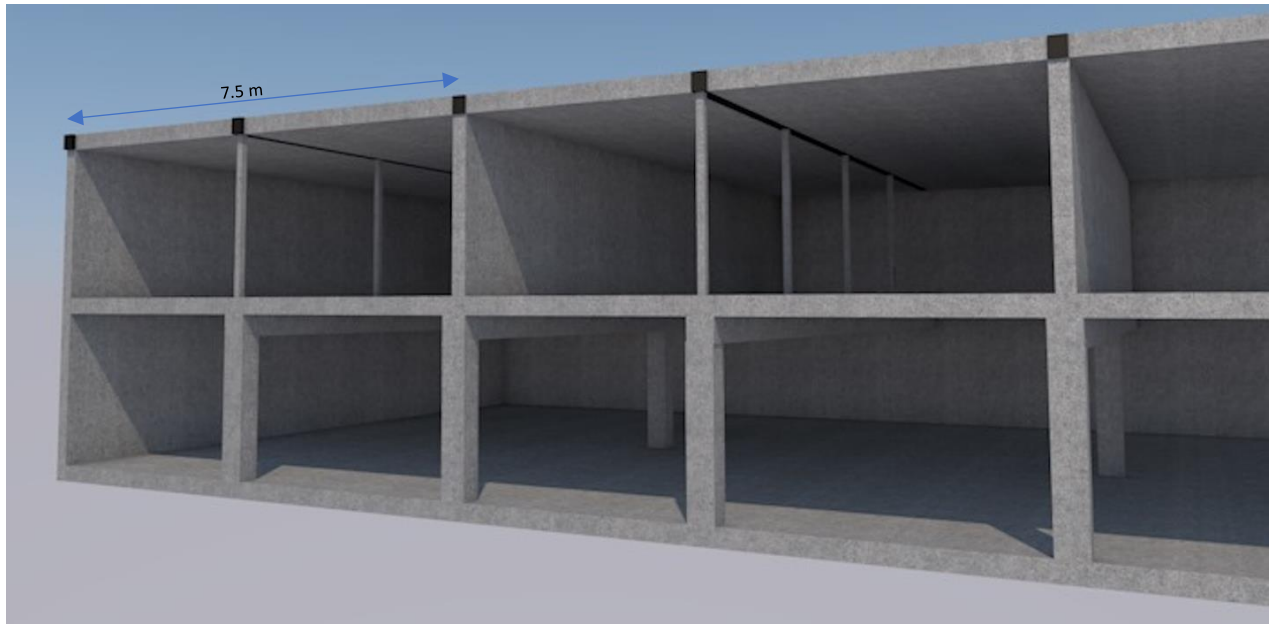


Figur 21. Statisk system for kontinuerlig dekke, 200x250mm

Armering:

- Hovedarmering – Ø16s45 (Overkant og underkant ved største moment)
- Skjærbøyler – Ø8s260

Det er ikke gjort nærmere beregning for redusert mengde armering fra feltmoment i dette tilfellet.



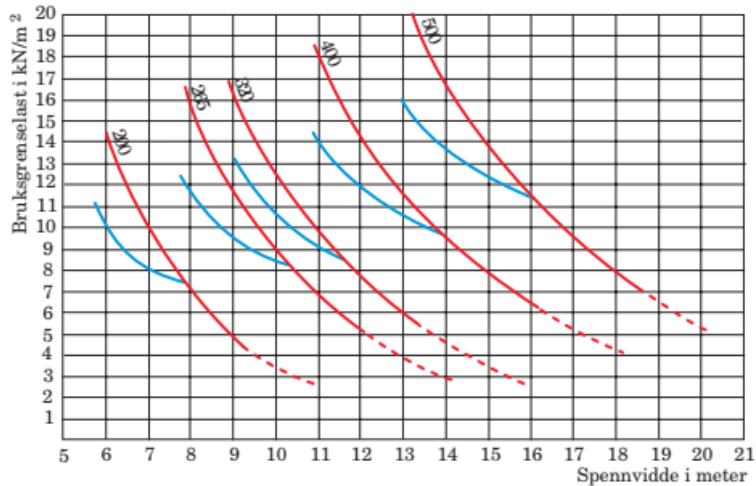
Figur 22. Prinsippmodell av statisk system mellom parkeringskjeller og første etasje. Integrerte betongbjelker er skjult i dekket og er vist i svart

5.3 Hulldekker på bæresystem av stål

5.3.1 Dekke

Beregningsgrunnlag:

Beregninger av bæreevne for hulldekker baserer seg på «figur A 7.2. Orienterende bæreevne for hulldekker» fra betongelementboken (Betongelementforeningen, 2010). Bruksgrenselast for hulldekker blir funnet ved at egenvekt på hulldekker som for eksempel påstøp multipliseres med en faktor på 0.75 som blir addert med nyttelaster på dekket. Egenvekt er allerede tatt hensyn til i regnestykket, og blir derfor ikke tatt med i likningen.



Figur 23. Orienterende bæreevne for hulldekker

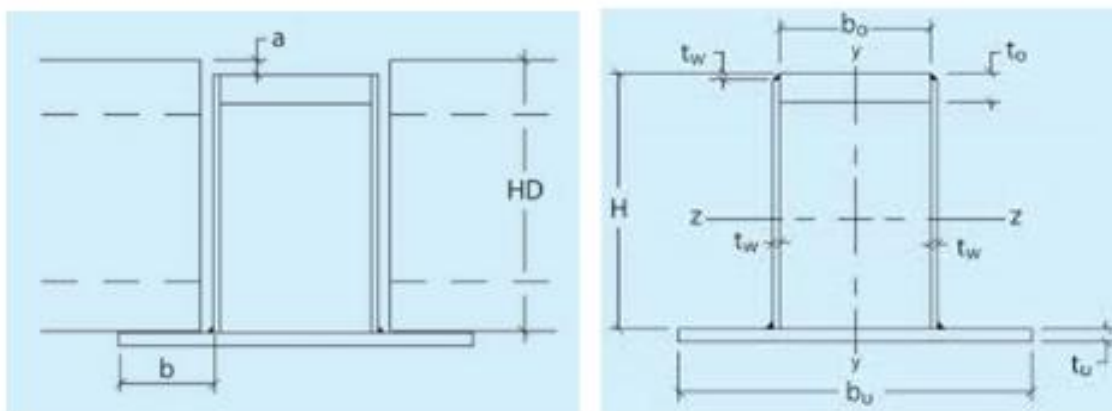
Resultat:

Opptredende last på dekkene inkluderer vekt av påstøp på 1.0 kN/m i tillegg til en nyttelast på 2.0 kN/m. Dette gir en opptredende last på 2.75 kN/m, som er en lav belastning for hulldekkene. Derfor blir spennvidden avgjørende for valg av hulldekkedimensjon. For spennvidde på 7.5 meter er det valgt å benytte HD200, som har en maksimal anbefalt lengde på 10 meter. Dette er innenfor krav både for spennvidde og belastning. For en lengde på 12 meter er det valgt å benytte HD265, som har en maksimal anbefalt spennvidde på 13 meter. Krav for spennvidde og belastning er ivaretatt.

5.3.2 Bjelke

Beregningsgrunnlag:

Dimensjoner for hatteprofilen THP $H \times t_w - b_0 \times t_0 - b_u \times t_u$ ble basert på rapporten «huldekker på bæresystem av stål», utgitt i fellesskap av betongforeningen og norsk stålforbund (Betongelementforeningen & Norsk Stålforbund, 2008). Rapporten oppgir minste flensbredde og tykkelse for påstøp av hatteprofiler, hvor «a» representerer påstøp og «b» minste flensbredde som vist i «Figur 24».



Figur 24. Minste anbefalte flensbredde og geometri for profilet

Resultat:

For spennvidde på 7.5 meter, er det forsøkt med minste dimensjon som tilfredsstiller krav til flensbredde og påstøp. Dette ekskluderer bjelker med flens mindre enn 460 millimeter. Minste aktuelle dimensjon er derfor THP 185x5-200x20-460x10. Dimensjonen er benyttet for kontroll av kapasitet, men det viste seg at nedbøyninger ble for store i henhold til gjeldende krav. Flere tverrsnitt ble derfor kontrollert, og valgt dimensjon ble THP 185x5-250x25-510x12.

Tabell 12. Kontroll av bjelke ved bruk av HD200 vist i vedlegg E.2.1.

Tverrsnittsdata	$W_{el,y}$ (mm ³)	$W_{pl,y}$ (mm ³)	$W_{y,min,el}$ (mm ³)	$A_{w,min}$ (mm ²)	Nedbøyning	Resultat
185x5-200x20-460x10	715*10 ³	849*10 ³	652.4*10 ³	645.694	29.873	IKKE OK
185x5-200x25-460x12	851*10 ³	1017*10 ³	652.4*10 ³	645.694	25.006	IKKE OK
185x5-250x25-510x12	1038*10 ³	1184*10 ³	652.4*10 ³	645.694	21.441	OK

Samtidig er det forsøkt å finne minste tillatte bjelketverrsnitt for system med spennvidde på 12 meter. Hulldekket benyttet for det aktuelle profilet er HD265, som stiller krav til høyde på profilet. Det ble derfor forsøkt med tverrsnitt 15 millimeter lavere enn hulldekket, som er minste anbefalte avstand. Samtidig må flensbredden være større enn 125 millimeter på begge sider, og dermed er minste tillatte størrelse på profilet er 250x6-200x25-462x12.

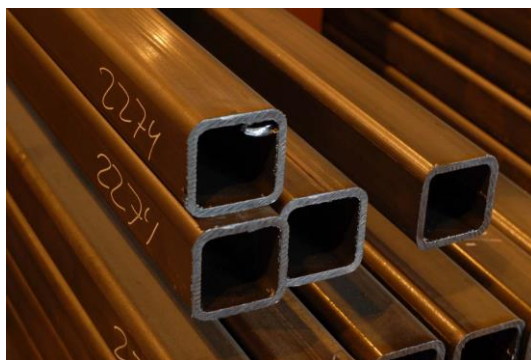
Tabell 13. Kontroll av bjelke ved bruk av HD265

Tverrsnittsdata	$W_{el,y}$ (mm ³)	$W_{pl,y}$ (mm ³)	$W_{y,min,el}$ (mm ³)	$A_{w,min}$ (mm ²)	Nedbøyning	Resultat
250x6-150x20-412x10	829*10 ³	1030*10 ³	1161*10 ³	1149	33.002	IKKE OK
250x6-150x25-412x12	981*10 ³	1215*10 ³	1161*10 ³	1149	27.811	IKKE OK
250x6-200x25-462x12	1242*10 ³	1460*10 ³	1161*10 ³	1149	23.146	OK

5.3.3 Søyle

Beregningsgrunnlag:

Tverrsnittet som ble valgt for beregning av søyler er KFHUP-profiler. Dette er hulprofiler med kvadratisk form, som betyr at søylen er like sterk om begge akser. Det var derfor tilstrekkelig å kun gjennomføre én kapasitetsberegning.



Figur 25. Kvadratiske KFHUP-profiler

Resultat:

Basert på gjeldende standarder ble det forsøkt å finne minste søyletverrsnitt som tilfredsstillt krav for opptredende last på søylen. Søylen må ta opp last fra alle komponenter innenfor «sitt» lastareal på 52.5 kvadratmeter. Det ble valgt å ta utgangspunkt i søyleprofilet 180x180x6.3 som viste seg å ikke være tilstrekkelig. «Tabell 14» viser ulike søyleprofiler som ble benyttet for kapasitetskontroll.

Tabell 14. Kontroll av søyle med lastareal på 52.5 kvadratmeter

Tverrsnittsdata	Areal (m ²)	Aksialkraft N _{Ed} (kN)	Aksialkapasitet N _{c,Rd} (kN)	Bøyeknekking N _{b,Rd} (kN)	Resultat
180x180x6.3	4320	1903	1461	1444	IKKE OK
180x180x8	5410	1903	1829	1807	IKKE OK
180x180x10	6650	1903	2248	2220	OK
200x200x6.3	4820	1903	1630	1610	IKKE OK
200x200x8	6050	1903	2248	2230	OK

Samtidig er det forsøkt å finne miste tverrsnitt for søylen for systemet hvor spennvidden er på 12 meter. Søylen var nå nødt til å ta opp last fra et lastareal på 84 kvadratmeter. Det ble derfor forsøkt med flere tverrsnitt for å kontrollere tverrsnittskapasitet. Flere søyledimensjoner ble benyttet, hvor «Tabell 15» viser angitte søyledimensjoner som tilfredstilte krav gitt i standarden.

Tabell 15. Kontroll av søyle med lastareal på 84 kvadratmeter

Tverrsnittsdata	Areal (m ²)	Aksialkraft N _{Ed} (kN)	Aksialkapasitet N _{c,Rd} (kN)	Bøyeknekking N _{b,Rd} (kN)	Resultat
200x200x6.3	4820	3125	1630	1621	IKKE OK
200x200x10	7450	3125	2503	2503	IKKE OK
250x250x8	7650	3125	2341	2341	IKKE OK
250x250x10	9450	3125	3208	3208	OK

5.4 Prisoverslag

Valg av bæresystem er ofte basert på kostnader, og det ble derfor gjort en overslagskalkulasjon av materialkostnader. Ved kalkulering er det ikke tilstrekkelig å kun ta hensyn til pris på materialet, da faktorer som frakt, mannskap, bruk av kraner, planlegging og tidsbruk burde inngå i kalkulasjonen. For denne sammenligningen er det likevel kun valgt å se på materialkostnader. Kalkulasjon baserer seg på et avgrenset areal for enklere sammenlikning. Det er kun benyttet materialkostnader for første etasje av leilighetskomplekset. Dette ble gjort som en forenkling grunnet likheter på etasjehøyder.

Det ble sendt ut prisforespørsler til flere aktører i byggebransjen, men det var utfordrende å få tilbakemeldinger. Prisene som ble innhentet fra aktører inneholdt veiledende priser, og avviker derfor fra aktuell pris for entreprenør. Elementer hvor det ikke ble innhentet pris tok utgangspunkt i Norsk prisbok (Norsk Prisbok, 2022).

Beregning

Beregninger er avgrenset til dekke, bjelker og søyler i kjelleretasje og dekke mellom kjeller- og boligetasjen. Priser som er benyttet for kalkulasjon er hentet fra norsk prisbok og lokale entreprenører.

Tre:

Tabell 16. Pris for tre

Type	Antall/m ²	Dimensjon (mm)	Pris(kr)
Dekke	854	200	2 349 354
Bjelker	12	140 x 585	269 808
Søyler	36	140 x 405	149 584
			= 2 768 746

Priser for kalkulasjon av bæresystem for tre baserer seg på norsk prisbok. Pris vil avvike fra vedlagt tabell på grunn av at benyttet tverrsnitt ikke finnes i Norsk prisbok.

Betong:

Tabell 17. Pris på betong

Type	Antall/m ²	Dimensjon (mm)	Pris(kr)
Dekke	854	300	908 656
Bjelker	12	350 x 575	254 184
Søyler	36	350 x 350	95 638
			= 1 258 478

For betong er det gjort to prisberegninger. Den første beregningen er en egenberegning av betong- og armeringsmengde multiplisert med kostnader fra «betongsentrum.no», mens den andre beregningen har benyttet priser gitt i Norsk prisbok.

Stål/hulldekker:

Tabell 18. Pris for stål/hulldekker

Type	Antall/m ²	Dimensjon (mm)	Pris(kr)
Dekke	854	265	1 166 675
Bjelker	7	250x6-200x25-462x12	492 352
Søyler	21	250 x 250 x 10	139 860
			= 1 798 887

Pris for hulldekker med høyde 265 millimeter er hentet fra Norsk prisbok. Bjelken og søylen er kalkulert med pris tilsendt fra stålentreprenør.

6. Diskusjon

6.1 Bæresystem tre

6.1.1 Dekke

Resultatene viste at ved bruk av lengder fra eksisterende arkitekttegninger ville det bli utfordrende å tilfredsstille krav for nedbøying. Det vil være mulig å tilfredsstille krav til nedbøying ved å øke tykkelsen på dekket, men dette medfører elementer med store tykkelser. Dette er verken praktisk eller kostnadseffektiv å benytte seg av over fire etasjer.

Det er flere mulige løsninger for å redusere tykkelsen på dekker. For det første vil det være mulig å benytte seg av et samvirke med andre bygningsmaterialer som betong for å gi elementet en større stivhet. For det andre kan utformingen av statisk system bli endret ved å plassere flere søyler og bærende vegger i systemet. Dette gjør at spennlengden blir redusert.

Benyttet løsning ble å redusere spennlengden fra 7.5 meter til seks meter, slik at tykkelsen på massivdekke gikk fra å være et 7-sjiktselement med tykkelse 240 millimeter til å være et 5-sjiktselement med tykkelse på 200 millimeter.

Konsekvensene av endringene medfører endringer i boligutforming og gir mer kostnadsbesparende elementer. Det vil være nødvendig å gjøre endringer i arkitektmodell for en bedre utnyttelse av trematerialet, samtidig vil benyttede materialer ikke inngå som spesialbestillinger. Dette vil derfor spare utførende entreprenør for store utgifter.

6.1.2 Bjelke

Ved beregning av bjelken ble det valgt å se på to mulige statiske systemer, en fritt opplagt bjelke med spenn på syv meter og en kontinuerlig bjelke med total lengde på 14 meter. Resultatene viste at uavhengig av hvilket statisk system som ble valgt, måtte bjelken inngå i en spesialbestilling. Dette er fordi den nødvendige bredden for å få bjelken godkjent i henhold til

standardene ikke er en del av de lagerførte standarddimensjonene. Den fritt opplagte bjelken trengte en dimensjon på 240 x 585 millimeter for å bli godkjent, mens den kontinuerlige bjelken ikke ville klare lengden på 14 meter uten å få store dimensjoner. Tverrsnittene for den kontinuerlige bjelken var godkjent for ren bøyning og nedbøyning, men det var problemer med kravene for skjær og trykk. Å benytte seg av den fritt opplagte bjelken vil også by på problemer sett fra et prisperspektiv ved at bjelken har en bredde som ikke er standardisert og må spesialbestilles. Med andre ord så vil ingen av disse bjelkene være optimale sett fra et praktisk perspektiv med gjeldene spenn og lengder.

Det finnes flere løsninger for å kunne benytte seg av bjelker med denne lengden, men da vil det være nødvendig å øke bredden tilsvarende. Dette kan gjøres ved å lime enkeltkomponenter sammen eller ved å kantlime lamellene (Moelven, 2015). På den andre siden vil den kontinuerlige bjelken gi bedre materialutnyttelse ettersom den unngår store bøyemomenter samtidig som bjelken er mindre utsatt for vipping (Moelven, 2015).

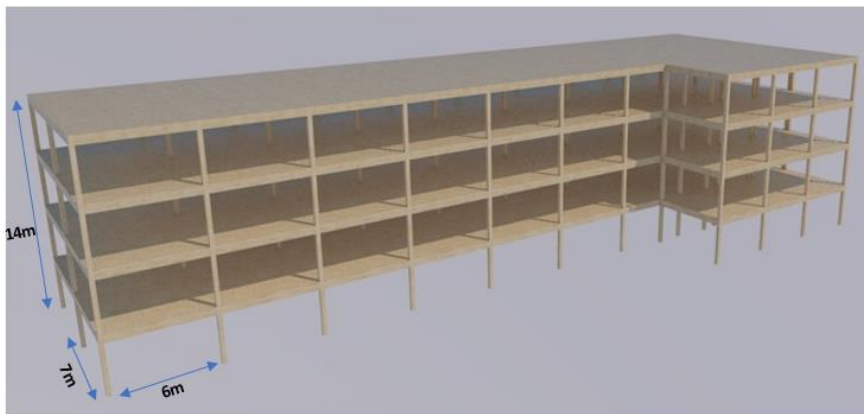
Ved å endre det statiske systemet, og heller ha flere bjelker over mindre spenn ville dimensjonen på søylene bli mindre. Det vil da være mulig å spare penger gjennom å benytte bjelker av lagerførte dimensjoner.

6.1.3 Søyle

For søylen med lastareal på 52,5 kvadratmeter viste beregningene at en dimensjon på 190 x 540 millimeter ville være innenfor kravene gitt i standarden, mens for søylen med lastareal på 42 kvadratmeter viste det seg at en søyle på 190 x 450 millimeter ville være godkjent. Dette er søyledimensjoner som ikke er standardisert og derfor vil det bli ekstra kostnader ved bruk av slike søyler. Dersom man ønsker å redusere høyden til tverrsnittet vil dette også være mulig ved å øke bredden, men dette vil igjen få konsekvenser med tanke på pris.

6.1.4 Anbefalt bæresystem

Dersom det er ønskelig å benytte tre som bæresystem for Skifer Signatur vil det være fordelaktig å endre utformingen av eksisterende statisk system. Reduserte spennlengder gir mindre nedbøyninger, i tillegg til at de benyttede elementene vil være lagerførte dimensjoner. Dette vil være fordelaktig ved bygging over flere etasjer. På den andre siden vil det oppstå nye utfordringer dersom spennet blir redusert. Skifer Signatur er et leilighetsbygg med flere boenheter, og det vil derfor være nødvendig å endre på utformingen av flere boenheter eller ha en planløsning som tar sikte på å inkorporere de nye søylene i eksisterende boenheter. «Figur 26» er laget i Archicad og viser hvordan oppbyggingen av bæresystemet med reduserte spenn kan se ut.



Figur 26. Anbefalt bæresystem for tre

6.2 Bæresystem betong

6.2.1 Dekke

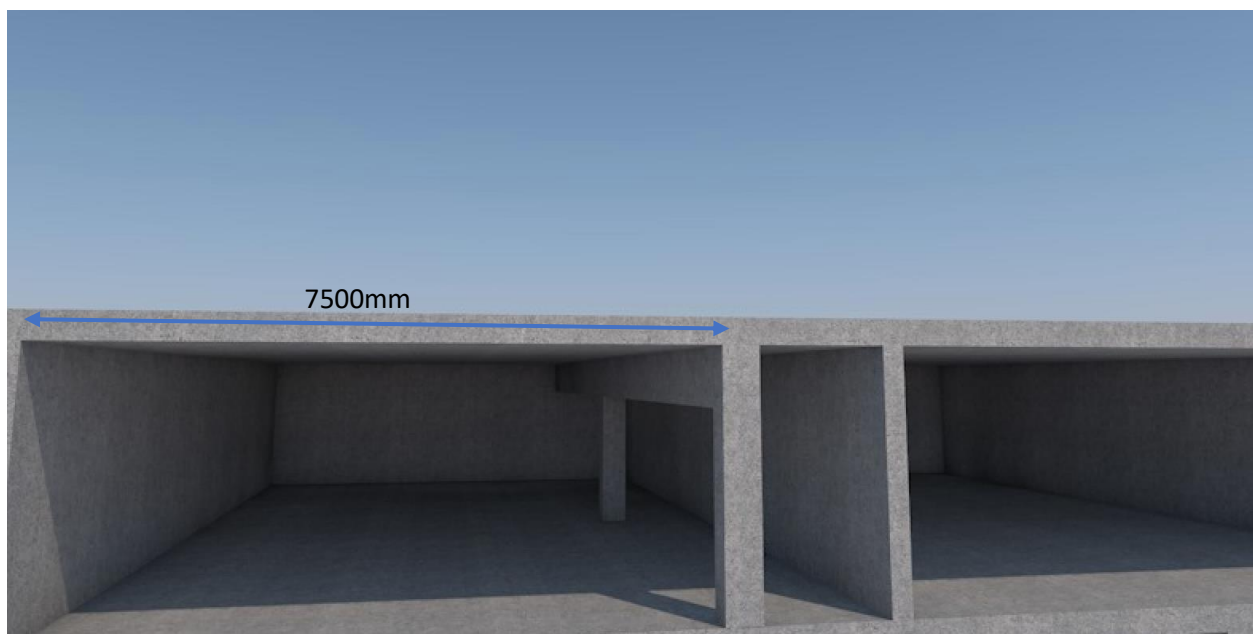
Utfordringen for dekket er nedbøyning ved lengre spenn. For et fritt opplagt dekke viser beregningene at nedbøyningene overskrider grenseverdi ved både 7.5 meter og seks meter spennvidde. Imidlertid vil beregninger av et kontinuerlig dekke med et redusert spenn gi nedbøyninger innenfor tillatt grenseverdi.

Dersom det er ønskelig å benytte et fritt opplagt dekke, vil en mulig løsning være å bruke forskaling med overhøyde eller øke armeringsmengden i tverrsnittet. For det kontinuerlige dekke vil disse tiltakene være unødvendig da opprettede nedbøyninger for det reduserte spennet på seks meter tilfredsstilte krav i standarden.

Konsekvensene ved å ha et kontinuerlig dekke fremfor fritt opplagt medfører økt belastning på enkelte bjelker og søyler, som følge av større opplagerkrefter. På den andre siden vil utførelsen med støpning bli enklere, og det vil oppstå mindre utfordringer knyttet til nedbøyning.

6.2.2 Bjelke

Det statiske systemet og utforming av dekke påvirker bjelken på flere måter. Ved et fritt opplagt dekke må hver bjelke ta store deler av lasten alene. Dette vil gi bjelker med stor høyde ettersom bjelkene ikke kan sammenføres med dekke. Bjelken er beregnet som et rektangulært profil, som medfører at dekke må bli plassert oppå bjelken. Hvis bredden mellom skillevegger skal opprettholdes på 7.5 meter, vil resultatet bli som anvist i «Figur 27».



Figur 27. Viser bjelke og søyle som kommer i leilighetene ved bruk av fritt opplagt dekke, om ikke avstand mellom skillevegger reduseres til 6 m. Betongvegg i midten er ikke-bærende

I tillegg vil en etasjehøyde på 2.6 meter fra betonggulv til betonghimling medføre synlige bjelker to meter fra betonggulvet. Kjelleretasjen er utformet for parkeringskjeller, og derfor vil synlige bjelker være mindre problematiske. Likevel kan det medføre utfordringer med tanke på plassering av vannrør, elektriske kabler og ventilasjonsrør.

Det finnes flere løsninger for å redusere bjelkehøyden, noen av disse er beskrevet under:

- Bjelken kunne blitt beregnet på nytt utformet som et hatteprofil for å ha opplegg til dekkene. Det ville likevel være nødvendig å bygge en del inn i boligen siden høyden på bjelken er stor.
- Dekket kunne vært kontinuerlig med bjelke innlemmet i dekket, som reduserer den synlige delen av bjelken med 300 millimeter. Innlemmingen bidrar til større stivhet av bjelken enn ved et fritt opplagret dekke. Løsningen påvirker belastningen på bjelken og derfor vil høyden av bjelken økes noe. Likevel vil en del av bjelken være synlig, og det er ikke ønsket.
- Endring av statisk system hvor avstanden mellom hver bjelke blir redusert til 3.75 meter og dekket blir lagt kontinuerlig. På den måten kan bredde og høyde til hver bjelke reduseres til 200x250 millimeter slik som vist i «Figur 28». Dette gjør at bjelken kan skjules i en skillevegg i tillegg til at midtre bjelke ligger i dekket. Det vil være nødvendig med fem søyler for å holde midtre bjelke, hvor to vil være skjult i ytre vegg. De tre ekstra søylene midt i spennet vil være ulempen med systemet. Søylene vil kunne skjules i vegger siden dimensjonen ikke blir stor. Det beste ville vært om de ble utformet som stålsøyler.



Figur 28. Bjelker merket i svart som er skjult i dekke og veggene. Søylar under bjelke midt i spennet vises ikke i figuren. Betongvegger er her ikke-bærende

Som beskrevet vil det oppstå flere utfordringer for leilighetskomplekset dersom det blir benyttet fritt opplagte bjelker. Det er anbefalt å benytte seg av den siste løsningen med bjelker skjult i dekke og veggene. Om løsningen skulle vært enda mer optimalisert så ville veggene blitt beregnet som skiver. Da ville veggene tatt opp kreftene fra dekke, og bjelke i veggene ville vært unødvendig.

6.2.3 Søyler

Søylens plassering og dimensjon må ta hensyn til at kjelleretasjen skal ha parkering for biler. Det er kun dimensjonert en søyle for spennvidde på seks meter, og det er ingen klare utfordringer knyttet til dette. Det er blitt gjort flere justeringer på det statiske systemet til slakkarmert betong, men det er ikke blitt gjort nærmere beregninger på nye søylar som oppstår, eller påvirkningen det vil ha på den dimensjonerte søylen.

Det som kunne vært sett nærmere på er dimensjonering av søyla eller søylene når dekke sammenføres med bjelken. Kraften fra de tre søylene som er inne i boligen må føres ned i en bjelke og ut i søylar, slik som vist i «Figur 22».

6.2.4 Anbefalt bæresystem

Ved bruk av slakkarmert betong vil det ikke være tilrådelig å bruke det statiske systemet som er foreslått med fritt opplagt dekke. Det vil derfor være nødvendig å endre spennlengde eller statisk system. Anbefalt løsning vil være å benytte et kontinuerlig dekke med sammenføyning mellom bjelker og dekker, hvor det i tillegg blir benyttet skjulte bjelker i dekker og skillevegger.

6.3 Bæresystem stål og betong

6.3.1 Dekke

Basert på «figur A 7.2. Orienterende bæreevne for hulldekker» fra betongelementboken vil oppgitte dimensjoner fra arkitektmodell med spennvidde på 7.5 meter, blir det få utfordringer knyttet til lastekapasiteten for konstruksjonen. Ingen kapasiteter blir overskredet, og det er få utfordringer knyttet til dimensjoneringen. Som en kontroll av hulldekker ble det gjennomført en håndberegning for kontroll av korttids- og langtidsdeformasjoner av elementet vist i vedlegg E.1.1. Resultatene fra beregningen viste at det vil bli problemer knyttet til oppbøyning for elementene. Dette skyldes forspenningen av armeringen i hulldekket. Laster som er benyttet for dekker, i tillegg til egenvekt, utgjør ikke stor nok vekt for å motstå oppbøyningen. Denne problemstillingen fremkommer ikke ved bruk av tabeller i betongelementboken. En spennlengde på 7.5 meter ville ikke tilfredsstillte krav for oppbøyning i elementet. Hulldekker med høyde på 200 millimeter tilfredsstilte derfor ikke krav til oppbøyning. Det ble derfor forsøkt å øke dekketykkelse til HD265. Beregninger viste likevel at oppbøyningen fra forspenningen blir for store i forhold til resterende laster. Et alternativ vil derfor være å øke lasten på hulldekkene.

Som et resultat de store utfordringene knyttet til spennlengden på 7.5 meter ble det forsøkt å øke spennlengden til 12 meter. Denne avstanden ble valgt fordi den ikke gir større utfordringer knyttet til transport av elementer til byggeplass. Det ble tatt utgangspunkt i hulldekker med høyde på 265 millimeter, som vist i vedlegg E.1.2. Resultatene fra beregninger viser samme utfordringer knyttet til oppbøyning av hulldekket. Videre ble det forsøkt med HD320, men heller ikke dette tilfredsstilte krav. Beregninger viser at det vil være nødvendig å enten øke dimensjon ytterligere eller benytte tyngre laster på hulldekkene.

Grunnet store utfordringer med å tilfredsstillere krav til oppbøyning ble det valgt å ta utgangspunkt i dimensjoner gitt i betongelementboken for videre beregning av bjelker og søyler.

6.3.2 Bjelke

Det finnes flere grunner for å benytte hatteprofilet THP som bjelker i systemet. For det første kan betongelementene plasseres på flensen til tverrsnittet, som medfører mindre arbeid enn ved bruk av andre tverrsnitt. Ved bruk av HE-profiler er det nødvendig å hogge ut deler av tverrsnittet for betongelementet slik at det kan plasseres på flensene til profilet. For det andre er det lite etterarbeid med å brannisolere bjelken. Dette skyldes en påstøp på toppen av bjelken, i tillegg til beskyttelse fra hulldekkene på begge sider av profilet. Dermed er det kun nødvendig med brannisolering på undersiden av flensen. Sist, men ikke minst gir hulprofilet til bjelken en høy torsjonsstivhet. Dette er svært fordelaktig under montasjefasen, ettersom tverrsnittet da ikke vil løsrive seg ved belastning påført kun på en side av bjelken.

Høyden på hulldekkene er avgjørende for aktuelle bjelkedimensjoner. Dette skyldes minstekrav til påstøp over bjelke på 15 millimeter. Beregninger viser at tverrsnitt mindre enn benyttet vil ta opp aktuelle laster fra tverrsnittet. Det er likevel anbefalinger fra rapporten «hulldekker på bæresystem av stål» som avgjør aktuell størrelse for systemet. Derfor var det uaktuelt å undersøke kapasitet for enkelte tverrsnitt, ettersom de ikke tilfredsstilte geometriske krav. Høyden på bjelken for spenn på 12 meter vil bli 250 millimeter. Å benytte stålbjelker i leilighetskomplekset vil derfor være fordelaktig ettersom det gir lave bjelker, som ikke vil påvirke etasjehøyden i leilighetskomplekset.

6.3.3 Søyle

For dimensjonering av søylen ble det tatt utgangspunkt i det kvadratiske hulprofilet KFHUP. Aktuelt lastareal og belastning ble beregnet. Som et resultat av beregning kom det frem at tverrsnitt på 180x180x10 og 200x200x8 tilfredsstilte krav for belastning. Det ble valgt å benytte 200x200x8 fordi denne søylen har minst areal av de aktuelle søylene. Dette vil gi en lettere konstruksjon enn ved bruk av 180x180x10 og gi en lavere pris.

6.3.4 Anbefalt bæresystem

For bruk av hulldekker på bæresystem av stål vil det være anbefalt å benytte spennlengder på tolv meter. Denne spennlengden gjør at materialet blir benyttet på en god måte. Samtidig vil heller ikke lengden medføre problemer med transport av elementer til byggeplassen.

6.4 Sammenligning av elementer

Diskusjonen viser at det oppstår flere utfordringer ved å benytte likt spenn for de tre bæresystemene. For bæresystem av tre og betong ga spenn på 7.5 meter problemer med nedbøying, mens for hulldekker var dette innenfor gjeldene krav. Ved bruk av hulldekker var det tilstrekkelig å benytte en elementhøyde på 200 millimeter. For tre og betong viste det seg vanskelig å innfri krav for nedbøying ved spenn på 7.5 meter uten å få dekker med stor høyde. Bruk av betong og tre vil derfor være utfordrende med tanke på etasjehøyder, hvor vanlige dimensjoner for et leilighetskompleks er på omtrent 250 millimeter. For betong vil store dimensjoner kreve større mengder betong og armering, og vil derfor ikke være lønnsomt eller praktisk å benytte seg av. For bæresystem av tre vil det være nødvendig å spesialbestille komponenter, som også er dyrt.

Til tross for at beregninger med hulldekkeprofiler på bæresystem av stål tilfredsstillt dimensjoneringskrav ved bruk av spennlengde på 7.5 meter, viser beregning at materialene er dårlig utnyttet ved slike spenn. Som følge av dette ble det derfor forsøkt å finne spennlengder som tilfredsstilte angitte krav, men utnyttet materialeegenskapene bedre. For tre- og betongkonstruksjonen ble spenn redusert fra 7.5 meter til 6 meter, mens for stålkonstruksjonen ble spennlengden økt til 12 meter. Disse tverrsnittene avviker fra eksisterende plantegninger, og medfører at utforming av leilighetene også blir endret.

Med bakgrunn i nye spennlengder ble det forsøkt å finne tverrsnitt som lå innenfor bransjestandard for de ulike elementene. For dimensjonering i stål ble det nødvendig å øke dimensjonen på hulldekker fra 200 millimeter til 265 millimeter. For dekker av tre førte reduksjonen av spennlengden til at høyden på dekke ble redusert til et 5-sjikts element på 200

millimeter, som tilfredsstilte krav for nedbøying. For betong ville det fortsatt være problematisk å få dekke til å tilfredsstillte kravene for nedbøying, som en følge av stor egenvekt.

Bjelken i stål ble bestemt av dekkestørrelsen, grunnet minstekrav til påstøp over bjelken. Det ble vist at en høyde 250 millimeter ville være tilstrekkelig. For både tre og betong viste det seg at beregnet bjelkehøyde ville bli utfordrende med tanke på boenhetene i leilighetsbygget. Bjelkene ville stikke ut under dekket og ta mye av takhøyden. For bjelken av limtre ble det derfor forsøkt å benytte seg av kontinuerlige bjelker, men som beregningene viste ville bjelkehøyden fortsatt bli stor. For bjelken av betong ble det vist at en mulig løsning ville være å skjule deler av bjelken i dekke og veggene. Da kan kreftene fordels slik at det blir mindre belastning på bjelken, som vil gjøre at høyden kan reduseres.

Ved bruk av lastkombinasjoner med ulike lastareal ble dimensjonerende aksialkraft funnet for å dimensjonere søylen i stål og tre. Resultatene ga en slank kvadratisk søyle i stål, mens for tre ble det benyttet dimensjoner som ville inngått i en spesialbestilling. På grunn av egenvekten til betongen og det statiske systemet, så vil betongsøyla få en stor belastning. Derfor ble betongsøyla en del større enn for eksempel stålsøyla.

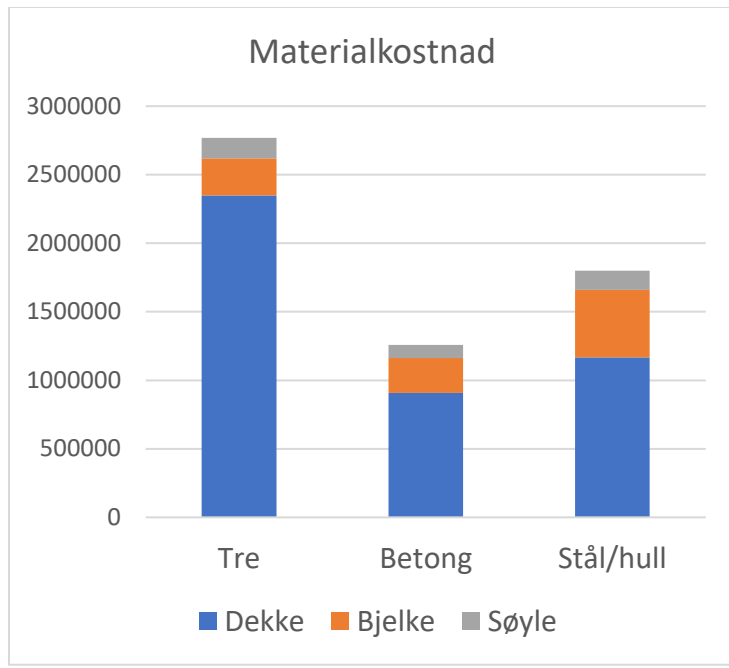
6.5 Sammenligning av pris

Den største utfordringen knyttet til sammenlikning av pris skyldes utfordringer knyttet til innhenting av pris. Det var utfordrende å få aktører til å oversende priser som kunne bli benyttet i oppgaven. Samtidig ble det kun oversendt veiledende priser for materialene, som ikke vil samsvare med innkjøpspris for entreprenører.

Priser for massiv- og limtreelementer er hentet fra prisboken. Den reelle kostnaden vil likevel avvike fra priser som er benyttet i «Tabell 16». Dimensjonene benyttet fra prisboken avviker fra beregnede tverrsnitts-dimensjoner.

Det ble derfor tatt utgangspunkt i største tverrsnitt i prisboken, og benyttet pris per meter for denne bjelken. Prisberegninger i betong, anvist i vedlegg F. kom det frem en stor differanse knyttet til pris for bjelken. Norsk prisbok opererte med en pris som var fire ganger større enn egne beregninger, slik som vist i vedlegg F. Det er usikkert hva prisforskjellen skyldes, men egen beregning tar hensyn til betongreduksjon grunnet plassering av bjelker inne i dekket. Avviket er likevel for stort til at det kun kan skyldes redusert mengde betong. Priskalkulasjon av stål blir påvirket av høye priser. Fra aktører ble det oversendt en pris på 40 kroner per kilo for aktuelle tverrsnitt. Dette resulterte i høye kostnader knyttet til bjelker og søyler i stål.

«Figur 29» viser en sammenlikning av antatte materialkostnader knyttet til første etasje av leilighetskomplekset.



Figur 29. Pris for de ulike bæresystemene i norske kroner

Basert på kalkulasjon viser det seg at slakkarmert betong vil være det mest lønnsomme alternativet. Det er likevel en del usikkerhetsmomenter ved kalkulasjon som gjør at det er utfordrende å velge material basert på pris. Som nevnt er norsk prisbok benyttet, og det kan være avvik mot de faktiske prisene fra en leverandør. Det er også merkostnader knyttet til materialene som er i tilknytning til frakt, montasje og mannskap som burde kalkuleres for å gi en god indikasjon på pris.

7. Konklusjon

Denne rapporten hadde til hensikt å lage en sjekklister for valg av bæresystem basert på dimensjonering av bærende elementer. Det ble valgt å ta utgangspunkt i tre ulike bæresystem bestående av massiv- og limtreelementer, slakkarmert betong og hulldekker på bæresystem av stål. Dette har vist seg å være utfordrende på grunn av ulike materialegenskaper og begrenset erfaring.

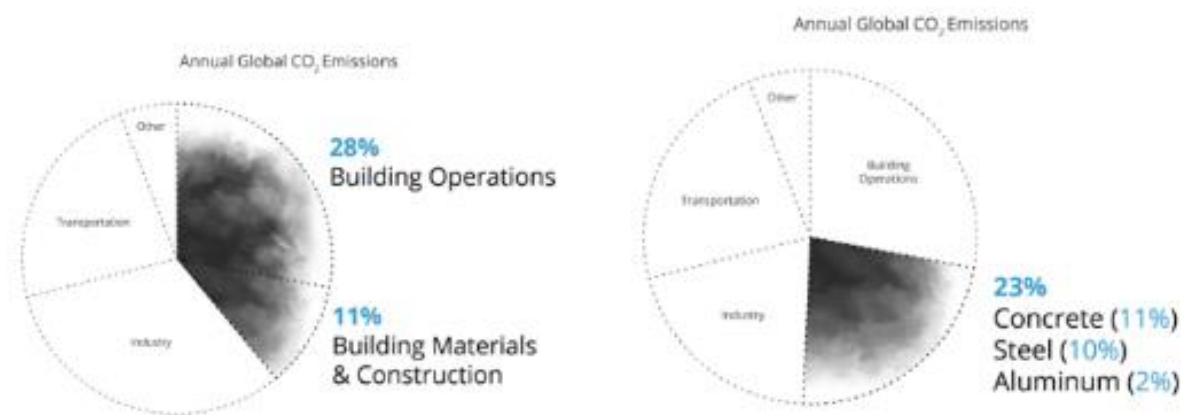
Det ble forsøkt å benytte likt statisk system for de ulike materialene for å få et enkelt sammenlikningsgrunnlag. Dette viste seg likevel å medføre problemer knyttet til beregning av konstruksjonen. Spennlengden gjorde det vanskelig for enkelte av materialer å tilfredsstille krav til nedbøyning. Som et resultat av dette ble det forsøkt å optimalisere hvert enkelt bæresystem ved å endre statisk system og spennlengder. utfordringer, endring og forslag til forbedringer ble belyst i diskusjonen. Disse tiltakene ville vært naturlig å undersøke nærmere, men med begrenset erfaring og oppgavens økende omfang var det ikke tilstrekkelig med tid. I tillegg er pris et viktig aspekt ved valg av bæresystem. I kalkulasjonen ble det kun tatt hensyn til materialkostnader, da en detaljert kalkulasjon som tar inn faktorer som mannskap, leie av kraner og liknende ble vurdert å være av for omfattende. Kalkulasjonen vil derfor ikke gi et godt nok grunnlag for valg av bæresystem.

Basert på arbeidet i rapporten kan det konkluderes med at sammenligning av materialer med ulike egenskaper vil være utfordrende. Det blir derfor stilt tvil knyttet til utarbeidelse av sjekklister, i tillegg til om listen kan generaliseres. Dette skyldes at hvert enkelt prosjekt har egne utfordringer som må bli tatt hensyn til.

8. Videre arbeid

Det ville vært interessant å undersøke leilighetskomplekset som en samvirkekonstruksjon med bruk av tre, stål og betongelementer. Det vil da være mulig å benytte materialer optimalt for angitte statisk system og spennlengder. Det ville da vært behov for en utdypende studie om dette er hensiktsmessig for entreprenør.

Det ville også vært aktuelt å gjøre undersøkelser knyttet til prosjektets totale klimagassutslipp. I 2018 ble det utarbeidet en global statusrapport fra det amerikanske selskapet «Global Alliance For Buildings and Constructions» i samarbeid med FN, hvor det kom frem at byggenæringen står for nærmere 40% av verdens CO₂ utslipp (FN, 2021). Produksjon og bruk av materialer som stål, aluminium og betong gir de største klimagassutslippene ifølge denne statusrapporten. Basert på dette vil enkelte konkludere med at konstruksjoner i treverk derfor vil være mest miljøvennlig. I denne rapporten kommer det ikke frem at man har gjort en livsløpsanalyse der man ser på materialets vei fra fabrikk til byggeplass. Derfor ville det vært interessant å undersøke dette nærmere ved å bruke Skifer Signatur som utgangspunkt. Det ville da blitt tatt utgangspunkt i NS 3720:2018, som er en metode for å dokumentere klimagassutslipp for bygninger. Denne standarden fokuserer på en helhetlig dokumentasjon av utslipp med bakgrunn i livsløpsanalyser for benyttede komponenter.



Figur 30. Diagram som viser at byggenæringen står for omtrent 40% av verdens CO₂ utslipp der materialene betong, stål og aluminium er de som forurenses mest

9. Vedlegg

A. Artikkel

B. Lastberegninger

B.1. Snølast

B.2. Vindlast

C. Treberegninger

C.1. Dekke

C.1.1. Massivdekke med 5-sjikt

C.1.2. Massivdekke med 7-sjikt

C.2. Bjelke

C.2.1. Fritt opplagt bjelke

C.2.2. Kontinuerlig bjelke

C.3. Søyلة

C.3.1. Søyلة med lastbredde 7.5m

C.3.2. Søyلة med lastbredde 6m

D. Betongberegninger

D.1. Dekke

D.1.1. Dekke 380mm

D.1.2. Dekke 300mm

D.2. Bjelke

D.2.1. Kontinuerlig bjelke

D.3. Søyلة

D.3.1. Kjellersøyلة

D.4. Utregning med hensyn på endret statisk system

D.4.1. Dekke 300mm (kontinuerlig)

D.4.2. Bjelke med økt belastning på grunn av kontinuerlig dekke

D.5. Beregning for optimalisert statisk system

D.5.1. Dekke 250mm (kontinuerlig)

D.5.2. Bjelke innlemmet i dekket og vegg

E. Stålberegninger

E.1. Dekke

E.1.1. HD200

E.1.2. HD265

E.2. Bjelke

E.2.1. THP 185x5-250x25-510x12

E.2.2. THP 250x6-200x25-462x12

E.3. Søyle

E.3.1. KFHUP 200x200x8

E.3.2. KFHUP 250x250x10

F. Prisberegninger

G. Sjekkliste for kontroll av dimensjonering

H. Plakat

I. Egenutviklede tegninger

I.1. Bæresystem av tre

I.2. Vindlast

I.3. 3D modell av statisk system

I.4. 2D modell av statisk system

I.5. Prinsippmodell i betong 1

I.6. Prinsippmodell i betong 2

I.7. Prinsippmodell i betong 3

10. Litteraturliste

Tekst:

Betongelementboken, 2018. A7 Elementer og tekniske data . I: *Betongelementboken*. s.l.:Betongelementforeningen, pp. 103-108.

Betongelementforeningen & Norsk Stålforbund, 2008. *Hulldekker på bæresystemer av stål* , Oslo: Betongelementforeningen & Norsk Stålforbund.

Betongelementforeningen, 2010. *Tak og dekkeelementer - 4.2.1 Hulldekker*. [Internett]

Available at:

https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookA.asp?isSearch=0&liID=421&DocumentId=BindA/Del_1/A4/4_2_1_Hulldekker.pdf&BookId=A

[Funnet 13 Februar 2022].

Borgström, E. & Fröbel, J., 2017. *KL-trähandbok*, Stockholm: Svenskt Trä.

Bugge, L., 2016. *Bruk av tre i offentlige bygg*. [Internett]

Available at: <https://d21dbafykfdck9.cloudfront.net/1481729588/bruk-av-tre-i-offentlige-bygg.pdf>

[Funnet Fredag Februar 2022].

Byggforsk, 2013. *Byggforskserien*. [Internett]

Available at:

https://www.byggforsk.no/dokument/215/egenlaster_for_bygningsmaterialer_byggevarer_og_bygningsdeleler

[Funnet Fredag April 2022].

Byggforskserien, 2004. *Brannbeskyttelse av stålkonstruksjoner*. [Internett]

Available at:

https://www.byggforsk.no/dokument/314/brannbeskyttelse_av_staalkonstruksjoner?gclid=CjwKCAjw682TBhATEiwA9crl33RlzYV6Ik8dYJYQiUmJApvLTy1HAnNOSYUjX4TS0y-kI8QYSXcryxoCc5QQAvd_BwE#i92

[Funnet 12 Mars 2022].

Edvardsen, K. I. & Ramstad, K., 2014. I: *Trehus*. Oslo: SINTEF akademisk forlag, p. 97.

Edvardsen, K. I. & Ramstad, T., 2014. I: *Trehus*. Oslo: SINTEF akademisk forlag, pp. 1-14.

Edvardsen, K. I. & Ramstad, T., 2014. I: *Trehus*. Oslo: SINTEF akademisk forlag , p. 13.

FN, 2021. *Bærekraftig utvikling*. [Internett]

Available at: <https://www.fn.no/tema/fattigdom/baerekraftig-utvikling>

[Funnet Tirsdag Mai 2022].

FN, 2021. *Global Alliance for Buildings and Construction*. [Internett]

Available at: <https://globalabc.org/resources/publications/2021-global-status-report-buildings-and-construction>

[Funnet tirsdag februar 2022].

- Focus Software, 2021. *Focus Konstruksjon 3D*. [Internett]
Available at: <https://www.focus.no/en/products/focus-konstruksjon-3d/>
[Funnet Tirsdag februar 2022].
- Graphisoft, 2020. *Graphisoft Archicad*. [Internett]
Available at: <https://graphisoft.com/>
[Funnet tirsdag Februar 2022].
- Grønmo, S., 2020. *kvalitativ metode*. [Internett]
Available at: https://snl.no/kvalitativ_metode
[Funnet 13 Mai 2022].
- Grønmo, S., 2021. *Kvantitativ metode*. [Internett]
Available at: https://snl.no/kvantitativ_metode
[Funnet 5 13 2022].
- Hjelseng, G. V., 2014. *Plasstøpt vs. prefabrikkert betong*. [Internett]
Available at: https://ntnuopen.ntnu.no/ntnu-xmlui/bitstream/handle/11250/233214/755526_FULLTEXT01.pdf?sequence=2
[Funnet lørdag februar 2022].
- Hylen, G., 2017. *Nye rekordtall for skogen i Norge*. [Internett]
Available at: <https://www.nibio.no/nyheter/nye-rekordtall-for-skogen-i-norge>
[Funnet Onsdag Januar 2022].
- Kristoffersen, M., 2019. *Norske trehusmiljøer og murtvang*. [Internett]
Available at: <https://www.byggogbevar.no/pusse-opp/brann/artikler/norske-trehus-og-murtvang>
[Funnet Onsdag Januar 2022].
- Larsen, P. K., 2008. *Konstruksjonsteknikk - Laster og bæresystemer*. 2 red. Trondheim: Tapir akademiske forlag.
- Larsen, P. K., 2020. *Dimensjonering av stålkonstruksjoner*. 3 red. Trondheim: Fagbokforlaget.
- Microsoft Teams, 2019. *Microsoft Teams*. [Internett]
Available at: <https://www.microsoft.com/nb-no/microsoft-teams/group-chat-software>
[Funnet Tirsdag februar 2022].
- Miljødirektoratet, 2022. *Klimatilpasning av bygg og anlegg*. [Internett]
Available at: <https://www.miljodirektoratet.no/ansvarsomrader/klima/for-myndigheter/klimatilpasning/klimatilpasning-i-sektorer/bygg-og-anlegg/>
[Funnet Mandag Mai 2022].
- Moelven, 2015. *Limtreboka*. [Internett]
Available at: http://www.vlimtre.no/wp-content/uploads/Limtreboka_2015_el.pdf
[Funnet Fredag Februar 2022].
- Norsk Prisbok, 2022. *Norsk Prisbok*. [Internett]
Available at: <https://www.norskprisbok.no/default.aspx>
[Funnet fredag mai 2022].

Norsk Stål, 2022. *KF HUP S355J2H/S420MH kvadrat*. [Internett]
Available at: <https://www.norskstaal.no/produkter/alle-produkter/kf-hup-s355j2h-s420mh-kvadrat>
[Funnet Tirsdag april 2022].

Norsk Stålforbund, 2020. *Miljø*. [Internett]
Available at:
<https://www.stalforbund.no/miljo/#:~:text=Det%20finnes%20fungerende%20systemer%20for,meget%20bestandig%20og%20milj%C3%B8vennlig%20materiale>.
[Funnet Onsdag Mai 2022].

Ognedal, T., 2020. *Lyd i bygninger av massivtre og litt om ny lydstandard NS 8175*. [Internett]
Available at: https://byggitre.no/kurs%20130220/5_%20akustikk%20-%20brekke%20&%20strand-%20t%C3%B8nnes%20a_%20ogndedal.pdf
[Funnet tirsdag mars 2022].

PTC Mathcad, 2022. *PTC Mathcad - Show Your Work*. [Internett]
Available at: <https://www.mathcad.com/en>
[Funnet Torsdag April 2022].

Sintef Byggforsk, 2013. *Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler*, Trondheim: Sintef Byggforsk.

SINTEF, 2016. *Unngå byggeskader (Lydisolasjonskvalitet i boliger)*. [Internett]
Available at: <https://www.sintef.no/globalassets/upload/artikkel-05-10-byggaktuelt.pdf>
[Funnet Fredag Mars 2022].

SINTEF, 2020. *Teknisk godkjenning (Norsk Massivtre)*. [Internett]
Available at:
<https://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=&ved=2ahUKEwjG8MDwucX3AhUbSvEDHRsOABsQFn0ECACQAQ&url=https%3A%2F%2Fwww.sintefcertification.no%2Fproduct%2Fdownload%2F3126&usg=AOvVaw3C29ouFV-oVxMyF8xdTCJo>
[Funnet Mandag Mars 2022].

Skifer Hotel Oppdal, 2022. *Skifer Signatur*. [Internett]
Available at: <https://www.skiferhotel.no/hotellblogg/2016/10/28/sndag-30-oktober-kan-du-oppleve-de-kommende-leilighetene-p-skifer-signatur>
[Funnet Mandag April 2022].

Sletten, O., 2019. *Sletten Byggedata*. [Internett]
Available at: <https://www.ove-sletten.no/>
[Funnet onsdag Februar 2022].

Solberg, J. K., Christensen, N. & Almar-Næss, A., 2022. *Store norske leksikon*. [Internett]
Available at: <https://snl.no/st%C3%A5l>
[Funnet 7 Februar 2022].

Søk og skriv, 2022. *IMRaD-modellen*. [Internett]
Available at: <https://www.sokogskriv.no/skriving/imrad-modellen.html#diskusjon>
[Funnet 14 Mai 2022].

Sørensen, S. I., 2013. *Betongkonstruksjoner*. 2 red. Trondheim: Akademika forlag.

Thue, J. V., 2006. *Betong*. [Internett]

Available at: <https://snl.no/betong>

[Funnet torsdag februar 2022].

Trefokus, 2021. *Massivtre*. [Internett]

Available at: <http://www.trefokus.no/treveilederen/temaer/byggesystemer/massivtre>

[Funnet Torsdag Januar 2022].

Treteknisk, N., 2006. *Håndbok-bygge med Massitreelementer*. [Internett]

Available at: <https://www.treteknisk.no/resources/filer/publikasjoner/teknisk-handbok/Hefte-3-Dimensjonering.pdf>

[Funnet Torsdag April 2022].

Figurer:

Figur 2. Skifer Hotel Oppdal, 2022. *Skifer Signatur*. [Internett]

Tilgjengelig: <https://www.skiferhotel.no/hotellblogg/2016/10/28/sndag-30-oktober-kan-du-oppleve-de-kommende-leilighetene-p-skifer-signatur>

[Funnet Mandag April 2022].

Figur 3. Beliggenheten til Skifer Signatur). Google Maps, 2022. [Internett]

Tilgjengelig: [Google Maps](#)

[Funnet Mandag April 2022].

Figur 5. Fasthet til ulike byggematerialer ved en «vanlig brann»). Moelven, 2015. *Limtreboka*. [Internett]

Tilgjengelig: http://www.vlimtre.no/wp-content/uploads/Limtreboka_2015_el.pdf

[Funnet Fredag Februar 2022].

Figur 6. Lydoverføring mellom rom). Ognedal, T., 2020. *Lyd i bygninger av massivtre og litt om ny lydstandard NS 8175*. [Internett]

Tilgjengelig: https://byggitre.no/kurs%20130220/5_%20akustikk%20-%20brekke%20&%20strand-%20t%C3%B8nnes%20a_%20ognedal.pdf

[Funnet tirsdag mars 2022].

Figur 7. Maksimale spennlengder for fritt opplagte og kontinuerlige massivelementer). SINTEF, 2020. *Teknisk godkjenning (Norsk Massivtre)*. [Internett]

Tilgjengelig:

<https://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=&ved=2ahUKewjG8MDwucX3AhUbSvEDHRsOABsQFnoECACQAQ&url=https%3A%2F%2Fwww.sintefcertification.no%2Fproduct%2Fdownload%2F3126&usg=AOvVaw3C29ouFV-oVxMyF8xdTCJo>

[Funnet Mandag Mars 2022].

Figur 8. Oversikt over brukskategorier og tilhørende nyttelaster). Standard Norge, «Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. Del 1-1: Allmenne laster – Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger,» NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019

Figur 16. Takkonstruksjon av betong, mineralull og takteknig av asfaltbelegg). Byggforsk, 2013. *Byggforskserien*. [Internett]

Tilgjengelig: [471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler - Byggforskserien](#)

[Funnet Fredag April 2022].

Figur 17. Schubanalogieverfahrenmetoden). Treteknisk, N., 2006. *Håndbok-bygge med Massitreelementer*. [Internett]

Tilgjengelig: <https://www.treteknisk.no/resources/filer/publikasjoner/teknisk-handbok/Hefte-3-Dimensjonering.pdf>

[Funnet Torsdag April 2022].

Figur 23. Orienterende bæreevne for hulldekker). Betongelementboken, 2018. A7 Elementer og tekniske data . I: *Betongelementboken*. s.l.:Betongelementforeningen, pp. 103-108.

Figur 24. Betongelementforeningen & Norsk Stålforbund, 2008. *Hulldekker på bæresystemer av stål*, Oslo: Betongelementforeningen & Norsk Stålforbund.

Figur 25. Kvadratiske KFHUP-profiler). Norsk Stål, 2022. *KF HUP S355J2H/S420MH kvadrat*. [Internett]
Tilgjengelig: <https://www.norskstaal.no/produkter/alle-produkter/kf-hup-s355j2h-s420mh-kvadrat>
[Funnet Tirsdag april 2022].

Figur 30. FN, 2021. *Global Alliance for Buildings and Construction*. [Internett]
Tilgjengelig: <https://globalabc.org/resources/publications/2021-global-status-report-buildings-and-construction>
[Funnet tirsdag februar 2022].