



## Kostnad- og miljøanalyse av et leilighetskompleks

En sammenligning mellom massivtre og konvensjonelle løsninger i et moderne byggeprosjekt



SVEND KARLSEN



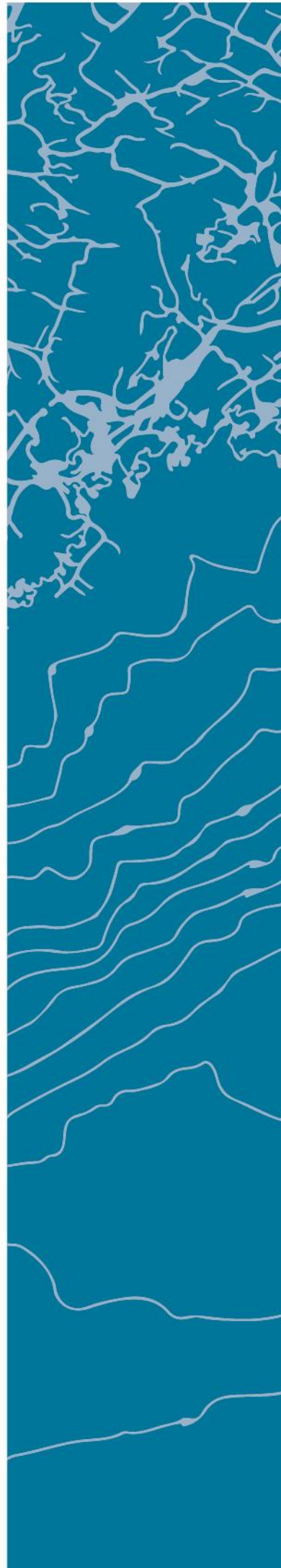
MARTIN NILSEN

### VEILEDERE

Harald Trevor Marrable  
Øyvind Sønderland  
Bengt Gunnar Michalsen

### Universitetet i Agder, 2018

Fakultet for teknologi og realfag  
Institutt for ingeniørvitenskap





## Obligatorisk gruppeerklæring

Den enkelte student er selv ansvarlig for å sette seg inn i hva som er lovlige hjelpemidler, retningslinjer for bruk av disse og regler om kildebruk. Erklæringen skal bevisstgjøre studentene på deres ansvar og hvilke konsekvenser fusk kan medføre. Manglende erklæring fritar ikke studentene fra sitt ansvar.

1.	Jeg/vi erklærer herved at min/vår besvarelse er mitt/vårt eget arbeid, og at jeg/vi ikke har brukt andre kilder eller har mottatt annen hjelp enn det som er nevnt i besvarelsen.	<input checked="" type="checkbox"/>
2.	Jeg/vi erklærer videre at denne besvarelsen: <ul style="list-style-type: none"> <li>- ikke har vært brukt til annen eksamen ved annen avdeling/universitet/høgskole innenlands eller utenlands.</li> <li>- ikke refererer til andres arbeid uten at det er oppgitt.</li> <li>- ikke refererer til eget tidligere arbeid uten at det er oppgitt.</li> <li>- har alle referansene oppgitt i litteraturlisten.</li> <li>- ikke er en kopi, duplikat eller avskrift av andres arbeid eller besvarelse.</li> </ul>	<input checked="" type="checkbox"/>
3.	Jeg/vi er kjent med at brudd på ovennevnte er å betrakte som fusk og kan medføre annullering av eksamen og utestengelse fra universiteter og høgskoler i Norge, jf. Universitets- og høgskoleloven §§4-7 og 4-8 og Forskrift om eksamen §§ 31.	<input checked="" type="checkbox"/>
4.	Jeg/vi er kjent med at alle innleverte oppgaver kan bli plagiatkontrollert.	<input checked="" type="checkbox"/>
5.	Jeg/vi er kjent med at Universitetet i Agder vil behandle alle saker hvor det forligger mistanke om fusk etter høgskolens retningslinjer for behandling av saker om fusk.	<input checked="" type="checkbox"/>
6.	Jeg/vi har satt oss inn i regler og retningslinjer i bruk av kilder og referanser på biblioteket sine nettsider.	<input checked="" type="checkbox"/>

## Publiseringsavtale

Fullmakt til elektronisk publisering av oppgaven

Forfatter(ne) har opphavsrett til oppgaven. Det betyr blant annet enerett til å gjøre verket tilgjengelig for allmennheten (Åndsverkloven. §2).

Alle oppgaver som fyller kriteriene vil bli registrert og publisert i Brage Aura og på UiA sine nettsider med forfatter(ne)s godkjennelse.

Oppgaver som er unntatt offentlighet eller tausehetsbelagt/konfidensiell vil ikke bli publisert.

Jeg/vi gir herved Universitetet i Agder en vederlagsfri rett til å gjøre oppgaven tilgjengelig for elektronisk publisering:

JA  NEI

Er oppgaven båndlagt (konfidensiell)?

JA  NEI

(Båndleggingsavtale må fylles ut)

- Hvis ja:

Kan oppgaven publiseres når båndleggingsperioden er over?

JA  NEI

Er oppgaven unntatt offentlighet?

JA  NEI

(inneholder taushetsbelagt informasjon. Jfr. Offl. §13/Fvl. §13)

## Forord

Denne rapporten er en avsluttende masteroppgave, og fremkommer som et resultat av et femårig masterstudium i sivilingeniør bygg ved Universitetet i Agder. Oppgaven er utarbeidet sammen med BGM Arkitekter og HEMATO Eiendom AS.

I løpet av dette semesteret har vi virkelig fått testet ut det vi har lært i løpet av de fem årene ved UiA. Prosjektet har vært omfattende og bydd på mange utfordringer, men det har resultert i et stort læringsutbytte for oss. Vi er fornøyde med resultatet og vi setter veldig pris på de som har hjulpet oss på veien.

Vi er veldig fornøyde med oppgaven som vi utarbeidet sammen med HEMATO Eiendom og BGM Arkitekter og vi ønsker å takke for veiledning og et godt samarbeid. Jon Sigve Hellenen ved JBU har veiledet oss ved flere anledninger, noe vi ikke kunne vært foruten – tusen takk. Vi ønsker å rette en stor takk til faglærer Katalin Vertes og Terje Kanstad for veiledning. Vi ønsker også vi å takke vår veileder for prosjektet, Harald Trevor Marrable, for god veiledning og en kontordør som alltid står åpen for oss.

Avslutningsvis vil vi takke venner og familie for støtte og motivasjon gjennom studiene og i arbeidet med oppgaven.

**Grimstad, Mai 2018**



Svend Karlsen



Martin Nilsen

## Summary

The purpose of this study was to investigate the possibilities and downsides of solid wood used in larger building projects, compared to the traditional use of concrete and steel. For the purpose of the comparison, a housing estate was used as a case-project. The case project is originally made of solid wood elements, and was converted using typical concrete and steel solutions and evaluated based on expected project costs and global warming potential.

The alternative design consist of prefabricated hollowcore slab elements carried by inner loadbearing concrete walls separating the apartments. The outer walls are isolated timbered curtain walls,

The findings of the study concludes that the use of solid wood gains great potential connected to carbon dioxide emissions. Solid wood reduces the global warming potential for the case-project by 23%, compared to the same building using concrete and steel. By comparing the project costs shows the results that the concrete design is 2,8 % cheaper than the solid wood design.

## Innhold

1	Innledning .....	1
2	Samfunnsperspektiv .....	2
3	Teori .....	3
3.1	Byggemetoder i Norge .....	3
3.2	Massivtre .....	3
3.2.1	<i>Innføring massivtre</i> .....	3
3.2.2	<i>Elementtyper</i> .....	4
3.2.3	<i>Prosjektering og produksjon</i> .....	4
3.2.4	<i>Montering av elementer</i> .....	4
3.2.5	<i>Montering av tekniske installasjoner</i> .....	4
3.2.6	<i>Isolering</i> .....	5
3.2.7	<i>Lyd</i> .....	5
3.2.8	<i>Brann</i> .....	5
3.3	Betong .....	5
3.3.1	<i>Betong som materiale</i> .....	5
3.3.2	<i>Betong til bruk i bygningskonstruksjoner</i> .....	6
3.3.3	<i>Miljøbelastning</i> .....	7
3.3.4	<i>Hulldekker</i> .....	8
3.3.5	<i>Beregning av betongkonstruksjoner</i> .....	10
3.4	Stål .....	15
3.4.1	<i>Stål som materiale</i> .....	15
3.4.2	<i>Stål som konstruksjonsmateriale</i> .....	15
3.4.3	<i>Miljøbelastning ved bruk av stål i bygninger</i> .....	16
3.4.4	<i>Klassifisering av ståltverrsnitt</i> .....	16
3.4.5	<i>Materialkapasitetskontroll av stålelementer</i> .....	17
3.4.6	<i>Stabilitetskontroll av stålelementer</i> .....	23
3.5	Lett-tak .....	26
3.5.1	<i>Oppbygning og virkemåte</i> .....	26
3.6	Brann .....	27
3.6.1	<i>Brannklassifisering</i> .....	27
3.6.2	<i>Betong og brann</i> .....	29
3.6.3	<i>Stål og brann</i> .....	29
3.6.4	<i>Tre og brann</i> .....	30
3.7	Lyd .....	30
3.7.1	<i>Hulldekker og lyd</i> .....	31
3.7.2	<i>Betongvegger og lyd</i> .....	33
3.8	Varmetap i bygg .....	33
3.8.1	<i>Beregning av varmegjennomgang i bygningskomponenter</i> .....	33
3.9	Horisontal avstivning av bygningskonstruksjoner .....	36
3.10	Faser i et byggeprosjekt .....	39
3.10.1	<i>Behovsanalyse</i> .....	39
3.10.2	<i>Romprogram</i> .....	40
3.10.3	<i>Skisseprosjekt</i> .....	40

3.10.4	Forprosjekt .....	40
3.10.5	Detaljprosjekt .....	40
3.10.6	Byggefase .....	41
3.10.7	Bruksfase .....	41
3.11	Byggøkonomi .....	42
3.11.1	Prosjektkostnader .....	42
3.12	Miljøpåvirkning .....	45
3.12.1	EPD .....	45
3.12.2	LCA .....	46
4	Forskerspørsmål .....	48
5	Case/Materialer .....	49
5.1	Skonnertveien Hageby .....	49
5.1.1	Valg av Case-prosjekt .....	50
5.1.2	Fasader Skonnertveien Hageby trinn 1. og 2. ....	51
5.1.3	Nøkkelinformasjon om case-prosjektet .....	52
5.1.4	Oppbygning av bygget .....	52
5.2	Utarbeidelse av en alternativ versjon .....	54
5.2.1	Begrensninger .....	55
5.2.2	Forutsetninger og antagelser .....	55
6	Metode .....	57
6.1	Reliabilitet og validitet .....	57
6.2	Metodisk tilnærming .....	57
6.3	Datainnsamling .....	57
6.3.1	Drøfting og intervju med informanter fra byggenæringen .....	58
6.3.2	Undersøkelser .....	58
6.3.3	Oppslagsverk og litteratur .....	58
6.4	Programvare .....	59
6.5	Håndberegning .....	60
7	Resultat .....	61
7.1	Prosjektering av den konvensjonelle versjonen .....	61
7.1.1	Identifiseringssystem for bygningskomponenter .....	61
7.1.2	Innvendig dekkekonstruksjon .....	64
7.1.3	Leilighetsskillevegger .....	65
7.1.4	Yttervegger .....	66
7.1.5	Innervegger .....	68
7.1.6	Svalganger .....	68
7.1.7	Balkonger .....	69
7.1.8	Tak .....	69
7.1.9	Bjelker og søyler .....	70
7.2	Lydisolering .....	71
7.2.1	Overordnet vurdering .....	72
7.3	Brannisolering .....	73
7.3.1	Betong .....	73
7.3.2	Stål .....	73



7.4	Mengdelister .....	74
7.5	Kostnadsanalyse .....	75
7.5.1	<i>Totalkostnad</i> .....	75
7.5.2	<i>Bygningskomponenter</i> .....	77
7.6	Miljøpåvirkninger .....	80
7.6.1	<i>Miljøpåvirkning total</i> .....	82
7.6.2	<i>Miljøpåvirkninger knyttet til bygningskomponenter</i> .....	83
7.6.3	<i>Miljøpåvirkninger knyttet til felleskostnader</i> .....	83
7.7	Ikke-prissatte konsekvenser .....	84
	<i>Betong og stål</i> .....	84
	<i>Massivtre</i> .....	84
8	Diskusjon .....	85
9	Konklusjon .....	90
10	Anbefalinger .....	92
11	Referanser .....	93
12.	Vedlegg .....	95

## Figurliste

Figur 3.1 Overslagsdimensjonering av hulldekker basert på spennvidde og lastsituasjon [10]	9
Figur 3.2 Oppbygning av lett-tak element med standard dimensjoner [24]	27
Figur 3.3 Isolering med steinullsplate [27]	30
Figur 3.4 Isolering med gipsplate [27]	30
Figur 3.5 Brannisolering med steinullsplate R60 [27]	30
Figur 3.6 Innspenne søyler [30]	36
Figur 3.7 Rammesystem [30]	37
Figur 3.8 Skivesystem [30]	37
Figur 3.9 Definisjon av plater og skiver [30]	38
Figur 3.10: Horisontal lastpåkjenning på vertikale skiver [30]	39
Figur 3.11: Venstre: Stabil. Høyre: Ustabil [30]	39
Figur 3.12 Prosjektfaser i et byggeprosjekt [32]	41
Figur 3.13 Skonnertveien Hageby i byggefasen [Svend Karlsen]	41
Figur 3.14: Hovedkontoer etter standrd kontoplan [Egne tabeller]	42
Figur 3.15: Modell av en bygnings livssyklusutvikling over tid [34]	43
Figur 3.16 Metodikk for beregning av levetidskostnader og årskostnader [34]	44
Figur 3.17 Systemgrenser i EPD [EPD-Norge]	46
Figur 3.18 Faser i en livsløpsanalyse [Byggforsk]	46
Figur 3.19 Systemgrense for et produkt [Byggforsk]	47
Figur 5.1 Skonnertveien Hageby [BGM Arkitekter]	49
Figur 5.2 Oversikt byggetrinn 1 og 2 [BGM Arkitekter]	50
Figur 5.3 Fasade Nord [BGM Arkitekter]	51
Figur 5.4 Fasade Øst [BGM Arkitekter]	51
Figur 5.5 Fasade Syd [BGM Arkitekter]	51
Figur 5.6 Fasade Vest [BGM Arkitekter]	51
Figur 5.7 Yttervegg og etasjeskiller [Hemato]	52
Figur 5.8 Gulv mot grunn [Hemato]	53
Figur 5.9 Skillende massivtrevegger [Hemato]	53
Figur 5.10 Planløsning vestre del, trinn 1. [BGM Arkitekter]	54

Figur 6.1	Prosess datainnsamling	57
Figur 7.1	Illustrasjoner for konvensjonell løsning akse A-C ved gavlvegger, for opplegg av lett-tak elementer i etasjenivå 4 [Egne figurer]	63
Figur 7.2	Innvendig dekkekonstruksjon med A-plan trinnlydsgulv på hulldekke [Egne figurer]	65
Figur 7.3	Leilighetsskillevegger i prefabrikkerte betongelementer med utlekting for tekniske føringer [Egne figurer]	65
Figur 7.4	Oppleggsdetaljer for hulldekker på bærende betongvegger [10]	66
Figur 7.5	Prinsipiell oppbygning av isolerte yttervegger i bindingsverk med innvendig påføring [37]	67
Figur 7.6	Brannisolering av integrert stålsøyle i isolert bindingsverk [38]	68
Figur 7.7	Plassering av lettvegg i utfyllende bindingsverk [39]	68
Figur 7.8	Oppbygning av lett-takelementer [41]	69
Figur 7.9	Illustrasjon av leilighet 212 [Egenprodusert]	72
Figur 7.10	Sammenligning av kostnader for massivtrversjonen mot den konvensjonelle versjonen i betong og stål	78
Figur 7.11	Kostnader knyttet til bygningskomponenter [Egne figurer]	79
Figur 7.12	Prosentvis fordeling av kostnader mot totalkostnadene [Egenprodusert]	79
Figur 7.13	Prosentvis fordeling av kostnader under bygningspostene konto 2 [Egenprodusert]	80

## Tabelliste

Tabell 3.1 Risikoklasse TEK [27] .....	28
Tabell 3.2 Brannklasser i TEK [27] .....	28
Tabell 3.3 Krav til brannmotstand i TEK [27] .....	29
Tabell 3.4 Betingelser for flankeoverføringsgrader [27] .....	32
Tabell 3.5 Orienterende basisverdier for luftlydisolasjon og trinnlydnivå [27] .....	32
Tabell 7.1 Identifisering av elementer i som vist i figur 7.1 [Egne tabeller] .....	64
Tabell 7.2 Beregningsresultater for U-verdi av yttervegger brukt i konstruksjonen [Egne tabeller] .....	67
Tabell 7.3 Dimensjoneringstabell for lett-tak elementer basert på spennlengde og karakteristisk snølast på mark [42] .....	70
Tabell 7.4 Isolering stålbjelker for R60 .....	74
Tabell 7.5 Isolering stålsøyler for R60 .....	74
Tabell 7.6 Mengdeliste konvensjonell løsning .....	75
Tabell 7.7 Totalkostnad sortert etter kontoplaner [Egne tabeller] .....	76
Tabell 7.8 Totalkostnad parkeringskjeller [Egne tabeller] .....	76
Tabell 7.9 Kontoplan total over bygningskomponenter [Egne tabeller] .....	77
Tabell 7.10 Total CO <sub>2</sub> -ekvivalenter i kilogram [Egne tabeller] .....	82
Tabell 7.11 CO <sub>2</sub> -ekvivalenter for bygningskomponenter [Egenprodusert] .....	83
Tabell 7.12 CO <sub>2</sub> -ekvivalenter for felleskostnader [Egenprodusert] .....	83

## 1 Innledning

Denne oppgaven er et samarbeid med HEMATO Eiendom. Oppgaven skal belyse hvilke forskjeller det er mellom konstruksjoner i betong og stål, og massivtre – både byggeteknisk, og pris og miljø. Det har blitt valgt et case-prosjekt fra HEMATO Eiendom som skal være utgangspunkt for sammenligningen. Case-prosjektet er i massivtre og står i Grimstad sentrum. Oppgaven blir å prosjektere et tilsvarende bygg i betong, for så å lage en kostnads- og miljøanalyse for begge prosjektene.

Etter tusenårsskifte har det vært en økning av tre som konstruksjonsmateriale her til lands. Massivtre har i de siste årene hatt en stor økning i norsk byggebransje. Massivtre som konstruksjonsmateriale viser seg å ha mange gode egenskaper, både byggeteknisk og sett i et miljøperspektiv.

Det offentlige har satt seg strengere krav til miljøpåvirkninger enn før, og de legger til rette for bruk av tre i sine byggeprosjekter. Studentboliger, biblioteker, helse- og omsorgsbygg har hatt en stor økning i bruken av massivtre som konstruksjonsmateriale.

Leilighetsbygg er et av de største byggmarkedene vi har i Norge. Mange byggherrer for boligprosjekter har latt være å vurdere massivtre som konstruksjonsmateriale. Det kommer av at entreprenører har hatt lite erfaring med massivtre og at prosjektene har vært dyrere. I senere tid ser man at flere byggherrer tørr å satse på massivtre også i leilighetsbygg ettersom entreprenører rundt om i landet har opparbeidet og utvekslet erfaringer og kunnskap. Massivtre har også begynt å kunne konkurrere på pris.

For å kunne bedømme om bruken av et materiale er billigere enn et annet, må man se på byggeprosjekter i helhet. Et byggeprosjekt i massivtre skiller seg fra et «betong og stål»-prosjekt helt fra prosjektstart. Derfor er det relevant og interessant å gå nærmere inn i de forskjellige delene i et byggeprosjekt og belyse de forskjeller som fremkommer.

I tiden fremover vil det også kunne bli strengere miljøkrav fra myndigheten til CO<sub>2</sub>-utslipp i byggeprosjekter. Det vil derfor også være av interesse å se på hvordan et byggeprosjekt i massivtre skiller seg fra en mer konvensjonell løsning med betong og stål. Ved bruk av programmet ISY Calcus kan man lage kostnadskalkyler som er knyttet opp mot «carbon footprint»-verdier. Da kan man optimalisere bygget for både pris og miljøgassutslipp.

## 2 Samfunnsperspektiv

Byggesektoren i Norge bidrar med 14% av de direkte klimagassutslippene på landsbasis. Av disse bidrar produksjon og transport av materialer med 10%, og de resterende 4% er knyttet til drift av bygningene [1]. Tallene illustrerer tydelig behovet for økt fokus på miljøvennlige materialvalg i byggeprosjekter, og dermed viktigheten av fornybar ressursbruk. I Norge utnyttes mindre enn halvparten av skogressursene landet har til disposisjon. Bruk av tre i Norske bygningskonstruksjoner har spilt en sentral rolle som byggeteknikk i Norge. Likevel har materialet blitt satt til side til fordel for betong og stål, som følger av manglende økonomisk konkurransedyktighet i større bygningskonstruksjoner og som følge av strenge brannkrav. [2]

Nye trender viser likevel at bruken av tre i form av massivtreelementer gjør det mulig å bruke materialet som et lønnsomt alternativ fremfor konvensjonelle løsninger i stål og betong. Byggeteknikken er under stadig utvikling og forbedring, og det foregår en god del forskning på byggeteknikken for å løse typiske problemer som lyd og brann.

Nye byggeteknikker som massivtre gir muligheter for oppfyllelse av strenge krav knyttet til større bygg. Byggeteknikken har også vist seg å være en fremtidsrettet og bærekraftig måte å bygge på, og har i de senere årene hatt en stor økning i det norske byggmarkedet, der byggeteknikken har vist seg å ha mange gode egenskaper spesielt sett i et miljøperspektiv.

Etttersom det foreligger mindre erfaring ved bygging med massivtre, er det ofte en realitet at massivtre ikke blir sett på som et alternativ fra starten av prosjektet på grunn av den økonomiske usikkerheten. Betong og stål har dermed tradisjonelt blitt sett på som en selvfølge på grunn av årrekker med erfaring i bransjen. I senere tid ser man at ressurssterke byggherrer oftere vurderer miljøpåvirkninger foran pris når de skal bestemme seg for bygningsmaterialer i prosjekter. Dette er spesielt aktuelt i den offentlige sektoren, der valg av løsningen baserer seg på et kompromiss mellom økonomisk og miljømessig lønnsomhet.

På bakgrunn av behovet for økt fokus på miljøeffektiv ressursbruk i byggebransjen og manglende utnyttelse av Norges skogressurser, etablerte Landbruks- og matdepartementet høsten 2013 strategiarbeidet Skog22. [1] Formålet med arbeidet var å utarbeide en kort- og langsiktig strategiplan for større utnyttelse av den konkurransedyktige skognæringen i Norge. I forbindelse med arbeidet er det fremmet forslag om å innføre livsløpsvurderinger av bygninger i Byggeteknisk forskrift (TEK) for å fremme en økt bærekraftig ressursbruk i byggenæringen. Som følger av dette er det forventet en økt forbruk av tre i bygningskonstruksjoner, ettersom flere eksempler tyder på at miljøbelastningene fra ressursbruken i massivtrekonstruksjoner slår bedre ut enn tilsvarende konvensjonelt bygg med bæresystem av stål og betong.

## 3 Teori

### 3.1 Byggemetoder i Norge

Det er lange tradisjoner i Norge for bruk av tre til boliger, men det var først etter 1997 at det ble tillatt å bygge i tre over 3 etasjer. I dag utgjør derfor tre brukt som konstruksjonsmateriale i høyhus under 1% av totalen, mens det utgjør over 85% i boligsegmentet. I dag bygges det et stadig økende antall større bygg som; næringsbygg, og omsorgs- og skolebygg i tre. Massivtre er en utvikling av tre som byggteknologi og har i de siste årene hatt en stor økning i norsk byggebransje. Massivtre som konstruksjonsmateriale har vist seg å ha mange gode egenskaper, både byggeteknisk og sett i et miljøperspektiv. Massivtre som byggeteknologi er ikke ferdig utviklet og byggebransjen opparbeider seg stadig nye erfaringer og kunnskap for å gjøre teknologien enda bedre. [3]

I 1925 ble for første gang etasjeskillere i betong brukt i Norge. Dagens bygningsmasse av høyhus består omtrent utelukkende av betongbygg. Betong er veldig godt utprøvd og dokumentert i Norge. Betong som byggteknologi har også vært igjennom en god utvikling og i dag brukes ofte ferdigproduserte betongelementer. Produktkvalitet og nøyaktighet kan heves til et nivå som ikke kan oppnås med plasstøpte konstruksjoner. Hulldekker og plattendekker er de to vanligste formene for betongelementer. [3]

Felles fordeler for massivtre- og betongelementer er nettopp det at det er ferdigproduserte elementer. Bygging med elementer gir høy kvalitet, kort byggetid og lavere kostnader.

### 3.2 Massivtre

Før masteroppgaven ble det gjennomført et forprosjekt på 30 studiepoeng om massivtre som konstruksjonsmateriale. Forprosjektet ligger vedlagt i *Vedlegg kapittel 12* og det vil bli henvist til dette vedlegget for teori som omhandler massivtre.

Dette kapittelet inneholder kun utdrag fra de mest relevante delene fra forprosjektet for masteroppgaven.

#### 3.2.1 Innføring massivtre

Prinsippet for konstruksjonssystem av massivtre er at planker eller bjelker sammenføres til elementer ved spikring, liming, tredybler eller strekkstag. Elementene kan brukes til både dekker, vegger og tak. Overflatene kan brukes ubehandlet eller slipes og deretter påføres lakk, olje eller maling. For å oppnå spesielle egenskaper knyttet til lyd- og brannkrav, kan elementene suppleres med himlingsplater, isolasjon, kledning eller påstøp.

### 3.2.2 Elementtyper

Massivtreelementer kommer i flere varianter hvor det skilles mellom hvordan trevirket er orientert i elementet. Det finnes hulromselementer, kantstilte elementer og krysslagte elementer. Hulromselementer passer best dersom man kombinerer elementer med tekniske installasjoner og isolering. Kantstilte elementer brukes ofte der elementet utsettes for krefter i en bestemt retning, som drager og i broer. Krysslagte elementer er den elementtypen som blir mest brukt i dag. Krysslagte elementer har størst evne til å ta opp krefter i flere akser, som gjør den svært allsidig i bruk.

### 3.2.3 Prosjektering og produksjon

Ved bygging med massivtreelementer er det viktig å legge dette til grunn tidlig i prosjekteringsarbeidet for å få utnyttet massivtreets muligheter på en god måte. Mange like elementer vil gi god repeterbarhet og lønnsomhet ved montering, men også produksjon. Slisser og spor til gjennomføringer til VVS og elektrisk blir prosjektert tidlig slik de kan freses ut ferdig på elementfabrikken. Det blir mye ekstraarbeid og lite estetisk pent dersom nødvendige hull må skjæres ut i etterkant. [3] [4]

Produksjonen foregår innendørs under tørre og kontrollerbare omgivelser. Ved ankomst til byggeplass vil elementene være emballert for beskyttelse mot vær og vind. Elementene ankommer byggeplass i en bestemt rekkefølge slik at monteringsprosessen blir mest mulig effektiv. De største massivtreprodusentene finner man nedover i Europa, men det finnes produsenter i Norge også.

### 3.2.4 Montering av elementer

Elementene monteres som regel med kran direkte fra kjøretøy ved ankomst byggeplass. Det er viktig med kvalitetssikring av detaljtegninger på skjøter og forankringer, montasjetegninger og elementtegninger for elementene og heiseutstyr. I dag blir de aller fleste byggplassbygget under åpen himmel. Dette medfører at tre og andre byggematerialer blir utsatt for regn, snø og høy relativ fuktighet. Det er derfor svært viktig at bygget reises og tettes raskt. For større byggeprosjekter er det viktig at man så tidlig som mulig i prosjektet tenke fuktsikker byggeprosess. Værbeskyttet bygging, for eksempel ved bruk av teltbaserte systemer, vil gi en fuktsikker byggeprosess. Fuktig tre kan bli et problem, så det er viktig å passe på at elementene forblir tørre. Siden massivtreelementer produseres ferdig på fabrikk, betyr det kortere tid på byggeplass. Dette gir grunnlag for å øke kvalitet gjennom kontrollerte byggeprosesser, lavere kostnader knyttet til rasjonell produksjon og mindre avfall på byggeplass. Redusert byggetid på byggeplass betyr også at sjansen for skader på synker. [4]

### 3.2.5 Montering av tekniske installasjoner

I et massivtre-råbygg kan man starte øvrige byggearbeider umiddelbart etter montering, i motsetning til råbygg i stål og betong. Treverk trenger ikke nødvendigvis påstøp, dermed mindre tørketid, og det er dessuten forholdsvis enkelt å bearbeide (lage hull og åpninger). Treverk er også enkelt å feste ulike komponenter i - alt fra kabelbruer til innredningsdetaljer. Gjennom fabrikkproduksjon av massivtre er det fullt mulig å få til løsninger der føringer for el-kabler og rør blir skjult. [4]



### 3.2.6 Isolering

Det er vanlig å plassere massivtreelementet mot varm side med isolasjon, lufting og værhud mot kald side. Trykkfaste isolasjonsplater skrur kontinuerlig på elementet, som resulterer i en svært god kuldebroverdi. Utenpå legges værhud som for eksempel trepanel, trespon, glass eller tegl. Ofte føres VVS og EL-installasjoner gjennom isolasjonssjiktet for å unngå synlige deler på innsiden. [5] [6]

### 3.2.7 Lyd

Støyutfordringer vil oppstå i de fleste typer større bygg. Det er nødvendig å dempe luftlyd som høy musikk, og trinnlyd som kommer gjennom gulv/etasjeskiller og trapper. Støydemping oppnås når man har flere sjikt med ulike materialer i en konstruksjon. Det kan være tre kombinert med isolasjonsmaterialer, plater, og til og med sand og grus. Fleretasjes boligbygg har strenge krav til lydisolasjon, både horisontalt og vertikalt mellom boenheter. For fleretasjes boligbygg i tre er det utviklet ulike løsninger som tilfredsstiller krav til lydforhold. Det er særlig trinnlyd mellom boenhetene som avgjør utformingen og oppbyggingen av etasjeskillene. For å dempe trinnlyd er det vanlig å benytte et elastisk linjeopplager mellom elementene. Disse elastiske linjeopplagerne er laget av polyuretan og kalles Sylodyn.

### 3.2.8 Brann

På grunn av sin massive og tette oppbygging vil massivtreelementer ha gode egenskaper mht. brannpåkjenning. Massivtreelementer vil i en brann gradvis forkalles fra brannpåkjent side og innover i elementet. Dette vil beskytte de bakenforliggende sjikt, som dermed får en meget liten temperaturøkning og tilnærmet uendret fasthet- og stivhetsegenskaper.

## 3.3 Betong

### 3.3.1 Betong som materiale

Betong er et sammensatt materiale av ulike komponenter som produseres ved å blande tilslag av sand- og steinmaterialer med sement, vann og eventuelle tilsetningsstoffer for å regulere egenskapene. Betongen utvikler sin styrke gjennom en kjemisk reaksjon mellom vann og sement, som over tid resulterer i et materiale med betydelig styrke, avhengig av doseringene i sammensetningen. [7] Materialet har lang levetid, lave driftskostnader og stor fleksibilitet med hensyn på form, vekt, styrke og farge. [8] Betong har også en god varmemagasineringsseffekt på grunn av sin høye termiske masse, som resulterer i jevn døgn temperatur. [9]

### 3.3.2 Betong til bruk i bygningskonstruksjoner

Betong er et av de viktigste byggematerialene i verden og har allsidige bruksformål. I dag brukes det i plasstøpte konstruksjoner som dammer, broer, kaier, bygninger og petroleumsplattformer, og i prefabrickerte elementer som søyler, bjelker, vegger og dekkeelementer produsert på fabrikk. [7]

Betong i bygninger har sine fordeler ved at materialet ikke er brennbart, i tillegg til gode lydisolerende egenskaper på grunn av sin tunge egenvekt. [10]

I dag finnes det ulike produksjonsmetoder for betongkonstruksjoner, der en skiller mellom plasstøpte og prefabrickerte konstruksjoner.

#### **Plasstøpt betong**

Denne byggemetoden baserer seg på at armeringsjern bindes i forskalingsformer som støpes ut med fersk betong på byggeplass. Dette har i lang tid vært den tradisjonelle byggemetoden, og har sine fordeler med at den er en stabil og tilpasningsdyktig. Eventuelle feil og skjevheter i den ferske betongen er lett å opprette, samtidig som sene endringer i form av hulltaking for rørføringer enkelt kan gjøres på byggeplass. Metoden har derimot sine ulemper ved at den krever betydelige lagringsarealer til forskalingsystemer og armeringsjern, i tillegg til at den krever mye bemanning av fagarbeidere og funksjonærer. [11]

I plasstøpte konstruksjoner legger forskalingsarbeidet mye av grunnlaget for kvaliteten til den endelige betongkonstruksjonen. Tidsforbruk og kostnader til prosjektet er også affektert av forskalingsarbeidet. Ved utstøping av betong på byggeplass kreves ofte kran, der betongen støpes ut i forskalingen fra en beholder med luke. [11]

#### **Prefabrickerte betongelementer**

Byggemetoden baserer seg på at betongelementer til ulike deler av bygningen støpes og armeres på fabrikk, som så senere transporteres til byggeplass for montering. Dette medfører jevn og høy kvalitet på betongelementene året rundt, samt hurtig montering av råbygget. Prefabrickerte elementer til bygninger kan være søyler, bjelker, vegg- og dekkeelementer som fremstilles på forskjellige måter avhengig av hvor mange like elementer som inngår i bestillingen. Mindre produksjonsserier forskales ofte med tre og finérbaserte forskalingsformer på fabrikk som tilpasses hvert enkelt element. Ved store produksjonsserier brukes regulerbare stålformer som gjør det mulig å tilpasse geometrien, selv ved store produksjonsserier. Vanlig slakkarmering bindes på vanlig måte i formen, eller det kan brukes ferdig bundne armeringsnett som heises ned i forskalingen. Produksjon av elementer til lange spenn muliggjøres ved forspenning på fabrikk, der spenntauene forankres enten i forskalingen eller i gulv, og strekkes med spesialjekk. Innstøpningsgods som rør, festebolter og dybler støpes gjerne inn i elementene. [11]

Elementene ankommer byggeplassen til dels herdet, som medfører mindre byggfukt enn i tradisjonelle plasstøpte betongbygg. På grunn av betongelementenes industrielle produksjon, brukes ofte høyfast betong med hurtigherdende egenskaper.

Ved planlegging av betongelementbygg er det viktig å vurdere fremføringen av tekniske installasjoner på et tidlig stadium i prosjekteringen. Større utsparinger til rør- og elektrogjennomføringer vil medføre ekstra behov for lokal armering, og slike endringer kan ikke gjøres under monteringsfasen. Det er derfor viktig at slike detaljer inkluderes i bestillingen på et tidlig stadium. [10] Det er ikke vanlig å legge inn rørføringer til elektro i elementene, ettersom det vil kreve upraktisk høy nøyaktighet ved montering på byggeplass. [11]

Transport av elementer over korte avstander gjøres som regel ved biltransport. Over lengre avstanden vurderes ofte jernbane eller båttransport. Ved biltransport stilles det krav til maksimale dimensjoner for lasttransport uten eventuell dispensasjon fra Statens Vegvesen. Motorvogn med slepevogn skal ikke være lengder enn 19,5 meter, og semitrailer ikke lenger enn 17,5 meter. Største bredde er begrenset til 2,55 meter, samt 4 meter i høyden. Ved bruk av stabilisatorstag kan høyden økes til 4,55 meter så sant ikke underganger begrenser dimensjonene. Maksimal tillatt vekt er 50 tonn dersom akselavstand fra fremste til bakerste aksel er minst 15,41 meter. [10]

Monteringsforhold som adkomst- og plassforhold, størrelse, vekt og form på elementene må planlegges og tilrettelegges ettersom forholdene kan gi begrensninger på mulighetene. Forenklet kan en si at større elementer gir hurtigere monteringstid pr. m<sup>2</sup>. Montering gjøres ofte med mobilkran med løftekapasiteter mellom 25 og 90 tonn. Kranens kapasitet kan dermed være en avgjørende faktor som bestemmer de mulige dimensjonene på elementene.

Stabiliteten til elementbygg av betong må også sikres under monteringsfasen, ettersom konstruksjonen ikke oppnår de tiltenkte avstivende egenskapene før fugeutstøping og eventuell armert påstøp. Dette sikres ved provisorisk avstiving med forskalingsstøtter og stimpling. [10]

### 3.3.3 Miljøbelastning

Betong er et av verdens viktigste byggemateriale, som i betydelig grad har bidratt til utviklingen av infrastruktur og boliger i den tidligere ikke-industrialiserte verden. Betong har dermed vært en viktig bidragsyter for bærekraftig utvikling. [9] Ettersom det i dag produseres betong med svært ulike egenskaper, vil mangfoldet av ulike betongresepter gi forskjellige utslag på utslippsmengdene. De enkelte tallene vil blant annet variere med klinkerandelen i betongen og energikilden som brukes under produksjon.

I 2008 tilsvarte 90% av utslippene fra betongproduksjon sement og bindemiddelforbruk. Tall fra 2008 viser til at 3,8 % av de totale globale utslippene av CO<sub>2</sub> stammer fra sementproduksjonen. På midten av 90-tallet var det ofte nevnt at den totale miljøbelastningen ved produksjon av sement tilsvarte 1 tonn CO<sub>2</sub> pr. tonn sement. I moderne tider har variasjonen i CO<sub>2</sub>-utslipp økt i betydelig grad både globalt og regionalt som følger av varierende satsing på miljøtiltak, og nyere tall viser til et totalt utslipp mellom 0,6 og 1,2 tonn CO<sub>2</sub> per tonn sement. [9]

Hvis en ser på det globale gjennomsnittet for utslippsmengdene fra sementproduksjon stammer ca. halvparten av utslippene fra kalsineringsprosessen av Portlandsement, der oppmalt kalkstein

forbrennes gjennom en sintringsprosess på 1400-1500 grader. Den resterende halvdel av utslippene er satt sammen av 40% fra termisk energi og 10% fra mekanisk energi. [12] [9]

Betong har evne til å absorbere CO<sub>2</sub> i løpet av dens levetid. Dette forekommer når betongoverflater utsettes for karboninnholdig luft, ved at kalsiumhydroksid i porevannet i betongen reagerer med CO<sub>2</sub> som diffunderer inn i betongens porer. Tall fra 2008 viser at CO<sub>2</sub>-opptak fra en konstruksjons brukstid på 50 til 70 år absorberer mellom 6 til 10% av totalutslippet i forbindelse med produksjonen av sementen. I tillegg til byggets levetid, vil knust betong fortsette å absorbere CO<sub>2</sub>. Dette avhenger av mengden betong som faktisk resirkuleres. Nedknusing av gammel betong vil altså øke opptaket av CO<sub>2</sub>. I tillegg vil gjenbruk av resirkulert tilslag redusere råmaterialforbruket ved produksjon av betong.

Som bruk i bygningskonstruksjoner, vil materialets varmemagasinerings-effekt sørge for mindre temperatursvingninger i bygget. Dette vil igjen minske behovet for mekaniske kjøleanlegg. [9]

Norge er et av landene som produserer færrest tonn CO<sub>2</sub> pr. tonn sement. Dette kan forklares med den høye bruken av substituttmaterialer som flygeaske, som erstatter en del av Portlandklinkeren i sementen. I tillegg er den høye bruken av hydroelektrisk energi og biologisk brensel betydelige bidragsytere for det lave nasjonale utslippet. I 2007 tilsvarte utslippsmengden av norskprodusert sement 0,626 tonn CO<sub>2</sub> pr. tonn sement. [9]

#### 3.3.4 Hulldekker

Hulldekker er prefabrikkerte dekkelementer produsert på fabrikk, og brukes som dekker og tak i kontorbygg, forretningsbygg, boliger, skoler og sykehus. Elementene er vanlige å bruke på bæresystem av betongelementer, stål, plasstøpt betong eller murverk.

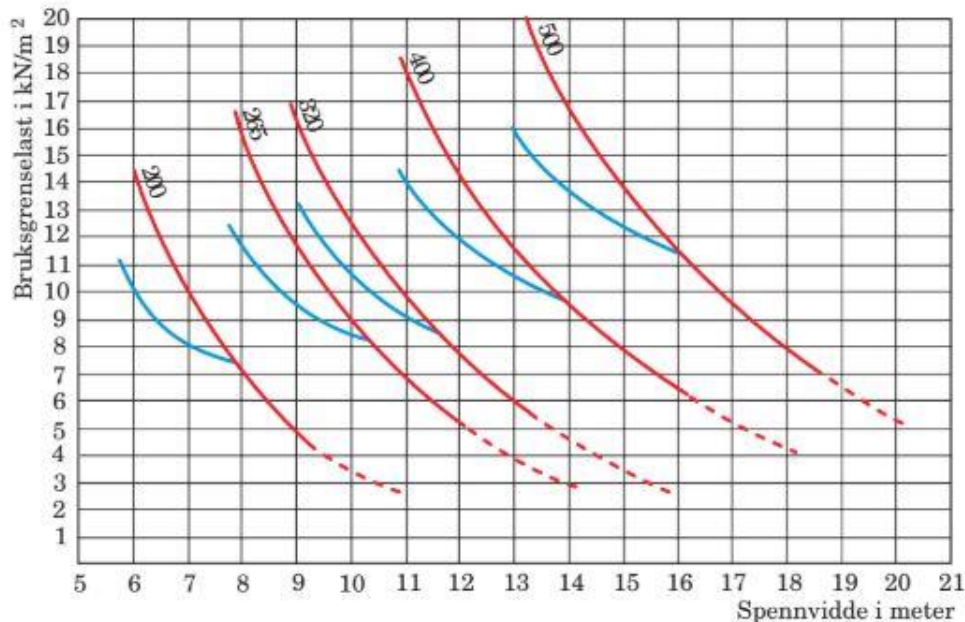
Hulldekker fungerer som enveisplater, og overfører ikke moment i de langsgående fugene. Gjennomgående kanaler og hull gir hulldekket en vekt på 55 – 60 % av kompakte betongdekker med samme tykkelse, mens stivheten i dekket bare blir ubetydelig redusert. Hullene kan benyttes til føring av ledninger og kanaler for ventilasjonsanlegg når det tas hensyn til dette ved produksjon og montasje. Elementene produseres normalt med betongfasthet B45 eller høyere, og kravet til tidlig fasthet fører ofte til at reell fasthet blir noe høyere. Elementene produseres i ulike høyder avhengig av spennlengde og lastsituasjon, med standard-dimensjoner fra HD200 til HD520. Standardbredder på elementene er 1200mm, men kan tilpasses etter behov.

Det er vanlig å benytte forspent armering i dekkene, som gjør at en kan bruke hulldekkene i frie spennlengder opp mot 20 meter. [13] I boligprosjekter er spennlengdene ofte ikke så lange, som medfører at tykkelser på 200 og 265 mm er mye brukt.

Hulldekker er et økonomisk og miljømessig bra alternativ fremfor plasstøpt betong, ettersom det trengs 40% mindre betong, 50% mindre armering og det produseres 35% mindre avfall i forhold til plasstøpte dekker med samme funksjon. [13]

### Overslagsdimensjonering av hulldekker

Figur 3.1 er hentet fra betongelementboka bind A del 7.1, og gir grunnlag for overslagsdimensjonering av nødvendig hulldekkedimensjon basert på spennlengde og lastsituasjon til bruk i dekkekonstruksjoner. Angitt lastkapasitet forutsetter øvre grense ved maksimal armering.



Figur 3.1 Overslagsdimensjonering av hulldekker basert på spennvidde og lastsituasjon [10]

Diagrammet brukes for overlagsdimensjonering ved jevnt fordelt last, der bruksgrenselasten som brukes i diagrammet beregnes etter følgende formel. Elementenes egenvekt er inkludert i diagrammet og skal ikke inkluderes;

$$0,75 g + p \leq \text{avlest bruksgrenselast}$$

Formel 3.1 Beregning av bruksgrenselast ved overslagsdimensjonering av hulldekker [10]

Hvor;

$g$  = egenlast (ekskludert egenvekt av hulldekket)

$p$  = nyttebelastning

De røde linjene indikerer at momentkapasiteten vil bli dimensjonerende, og de blå linjene i diagrammet viser begrensninger i forhold til skjærkapasitet. De røde stiplede linjene indikerer at deformasjonene kanskje vil bli dimensjonerende. Ved detaljerte beregninger betraktes hulldekket som en fritt opplagt bjelke påkjent av momenter, skjærkrefter og normalkrefter.

### 3.3.5 Beregning av betongkonstruksjoner

Ved dimensjonering av betongkonstruksjoner henvises det til NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008. Standarden gir veiledning til beregningsmetoder og krav ved dimensjonering av armerte betongkonstruksjoner basert på betongens og armeringens sammensatte egenskaper.

Ettersom betong i bygninger brukes til flere ulike konstruksjonsdeler, idealiseres delene etter reglene gitt i NS-EN 1992-1-1 delkapittel 5.3.1. Ved idealisering av konstruksjonen klassifiseres bygningsdelene inn i kjente arter som bjelker, søyler, vegger, dekker, plater osv. som gjør det enklere å identifisere beregningsmetoder for bygningsdelene.

#### **Bestandighet og overdekning for armering**

En betongkonstruksjon skal oppfylle krav til brukbarhet, styrke og stabilitet gjennom dens dimensjonerende brukstid, og må derfor prosjekteres for å motstå eventuelle miljøpåvirkninger konstruksjonen utsettes for. [14] Konstruksjonens bygningsdeler deles derfor inn i eksponeringsklasser som defineres basert på de eventuelle kjemiske og fysiske skademekanismene som kan forekomme gjennom konstruksjonens levetid. Eksponeringsklassene bestemmes etter reglene gitt i NS-EN 1992-1-1 delkapittel 4.2, og brukes blant annet sammen med konstruksjonsklassen til å bestemme nødvendig minimumsoverdekning for armeringen i konstruksjonen i tillegg til eventuelle brannkrav. Overdekningskravet bestemmes alltid etter det strengeste kravet gitt for de aktuelle eksponeringsklassene. [14]

#### **Beregning av bjelker**

Beregningsmetodikken for betongbjelker brukes for elementer som tilfredsstillt kravet om at spennvidden til elementet er ikke mindre enn 3 ganger høyden som gitt i NS-EN 1992-1-1 delkapittel 5.3.1(3). Ved dimensjonering bestemmes nødvendig betongtverrsnitt og armeringsareal langs bjelken etter lastene som virker på bjelken, samt innspenningsforhold ved opplagene. Laster i bruddgrense brukes ved kontroll av bjelkens materialkapasitet og stabilitet. Bruksgrenselaster brukes ved kontroll av deformasjoner og andre forhold som gir utslag på bjelkens tiltenkte funksjon gjennom dens levetid.

#### **Kontroll av betongbjelker ved ren bøyning**

Formlene som brukes til dimensjonering av betongbjelker er hentet fra Svein Ivar Sørensen's bok «Betongkonstruksjoner», som er en veileder til dimensjonering av betongkonstruksjoner etter NS-EN 1992-1-1. [15]

I bjelker utsatt for ren bøyning vil betongtrykkraften tilsvare strekkraften i armeringen.

Følgende formel viser sammenhengen mellom dimensjonerende momentkapasitet og lastarm for et momentpåkjent betongtverrsnitt;

$$M_{Rd} = A_T \cdot f_{cd} \cdot (d - z_c)$$

*Formel 3.2 Dimensjonerende momentkapasitet for betongtrykksonen [15]*

Hvor;

$M_{Rd}$  = Betongens momentkapasitet

$A_T$  = Areal av trykksone

$f_{cd}$  = Betongens dimensjonerende trykkapasitet

$d$  = Tverrsnittets effektive høyde

$z_c$  = Avstand fra trykkrand til trykkresultantens angrepspunkt

Betongbjelker konstrueres ofte med tilstrekkelig seighet, slik at betydelige deformasjoner blir synlige før brudd. Ettersom betong er et mye sprøere material enn stål, armeres bjelkene til et nivå der betongsonen gir brudd idet armeringens tøyning tilsvare 2 ganger flytetøyningen til stålet.

Nøytralaksens beliggenhet bestemmes etter følgende formel;

$$x = \lambda \cdot \alpha \cdot d$$

*Formel 3.3 Beregning av avstand mellom betongtrykksoneens rand og nøytralaksen [15]*

Hvor;

$x$  = Avstand fra trykkrand til nøytralaksens beliggenhet

$\lambda = 1,0$  for fasthetsklasser  $\leq$  B50

$\alpha = 0,41$  for tilstrekkelig deformasjon før strekkbrudd i armering

Trykkresultantens angrepspunkt bestemmes ved å ta utgangspunkt i en trykksonehøyde tilsvarende  $0,8 \cdot \alpha \cdot d$ , der betongtrykket er tilnærmet konstant lik bruddspenningen  $f_{cd}$ . Basert på delene av tverrsnittet som befinner seg innen innenfor trykksonen, beregnes angrepspunktet til trykkresultanten ved følgende formel;

$$z_c = \frac{1}{A_T} \int_0^{0,8\alpha d} y dA_T$$

*Formel 3.4 Beregning av trykkresultantens angrepspunkt [15]*

Hvor;

$z_c$  = Avstand fra trykkrand til trykkresultantens angrepspunkt

$A_T$  = Areal av trykksone

$y$  = Avstand fra trykkrand

Nødvendig armering bestemmes da etter følgende ligning, basert på likevekt mellom trykkresultant og strekkresultant;

$$A_s \geq \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot (d - z_c)}$$

*Formel 3.5 Beregning av nødvendig armeringsareal i momentpåkjent bjelke [15]*

Hvor;

$A_s$  = Nødvendig armeringsareal

$M_{Ed}$  = Dimensjonerende moment

$f_{yd}$  = Armeringsstålets dimensjonerende flytespenning

Dersom betongens trykksone har mindre momentkapasitet enn det dimensjonerende momentet, vil det være behov for trykkarmering. Prosedyren går derfor ut på å først bestemme nødvendig armeringsareal som tilsvarer betongtrykksoneens momentkapasitet etter følgende formel;

$$A_s = \frac{M_{Rd,c}}{f_{yd} \cdot (d - z_c)}$$

*Formel 3.6 Armeringsareal som tilsvarer momentkapasiteten til uarmert trykksone [15]*

Hvor;

$M_{Rd,c}$  = Betongens momentkapasitet

$A_s$  = Strekkarmeringsareal som gir lik kapasitet som betongen

Trykkarmeringens plassering i tverrsnittet gir utslag på tøyningen i trykkarmeringen når betongen når trykkbrudd. Tøyning i trykkarmering bestemmes etter følgende formel;

$$\varepsilon_s' = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{\alpha d - C_{nom} - 0,5\phi}{\alpha d}$$

*Formel 3.7 Tøyning i trykkarmering ved trykkbrudd i betong [15]*

Hvor;

$\varepsilon_s'$  = Tøyning i trykkarmering

$\varepsilon_{cu}$  = Bruddtøyning i betong

$C_{nom}$  = Nominell overdekning

$\phi$  = Diameter til trykkarmeringen

Videre bestemmes nødvendig trykkarmeringsareal etter følgende formel, basert på trykktøyningen i stålet ved brudd i betong;



$$A_t' = \frac{M_{Ed} - M_{Rd,c}}{\varepsilon_s' \cdot E_s \cdot h'}$$

*Formel 3.8 Beregning av nødvendig trykkarmeringsareal [15]*

Hvor;

$A_t'$  = Areal av trykkarmering

$E_s$  = Stålets E-modul

$h'$  = Avstand mellom trykkarmering og strekkarmering

Dersom tøyningen i trykkarmeringen er større en den dimensjonerende flytetøyningen, settes flytespenningen inn for  $\varepsilon_s' \cdot E_s$ . Det må også tilleggsarmeres i strekksone for å sikre tilstrekkelig strekkarmeringskapasitet;

$$A_s' = \frac{M_{Ed} - M_{Rd,c}}{f_{yd} \cdot h'}$$

*Formel 3.9 Beregning av tilleggsarmering i strekksone [15]*

Hvor;

$A_s'$  = Areal av nødvendig tilleggsarmering

$f_{yd}$  = Strekkarmeringens flytespenning

### Beregning av forspente betongbjelker

Ved dimensjonering av forspente betongbjelker kan forspenningslasten som påføres betongbjelken enten betraktes som ytre last eller indre motstand. Ved kapasitetskontroll for forspente bjelker utsatt på bøyemoment der spennarmeringen ligger i strekksonen, er det vanlig å betrakte forspenningslasten som indre motstand. [15]

Tilsvarende som for slakkarmerte betongbjelker ønsker man å oppnå en duktil oppførsel før brudd. Det vil si at forspenningen dimensjoneres slik at tøyningen i spennarmeringen ved trykkbrudd i betong tilsvarer 2 ganger flytetøyningen til normalt armeringsstål. Ved å betrakte forspenningen som indre motstand, inkluderes ikke lasten fra forspenningen ved beregning av ytre laster. Dermed vil forspente bjelker kunne beregnes på tilsvarende måte som for slakkarmerte bjelker utsatt for rent bøyemoment.

En underarmert forspent betongbjelke vil si at spennarmeringen flyter før brudd i betongen. Betongens momentkapasitet beregnes som for slakkarmerte betongbjelker ved å sette  $\alpha = 0,41$ . Betongtverrsnittet dimensjoneres slik at  $M_{Rd,c} \geq M_{Ed}$ , på tilsvarende måte som slakkarmerte bjelker. Nødvendig spennarmering bestemmes da etter følgende formel;

$$A_p \geq \frac{M_{Ed}}{f_{pd} \cdot z}$$

Formel 3.10 Beregning av nødvendig spennarmeringsareal [15]

Hvor;

$A_p$  = Nødvendig spennarmeringsareal

$f_{pd}$  = Spennarmeringens flytespenning

$z$  = Avstand mellom trykkresultant og strekkresultant

Eventuell trykkarmering i betongens trykksone kan inkluderes på tilsvarende måte som for slakkarmerte bjelker.

### Beregning av skjærkapasitet

Forspenne betongbjelker kontrolleres for skjærstrekkkapasitet ved å betrakte forspenningen som ytre last. Forspenningen inkluderes da i bruddgrenselastene med lastfaktor tilsvarende den mest ugunstige av  $\gamma_p = 0,9$  og  $1,1$ . Konstruksjoner uten beregningsmessig behov for skjærarmering kontrolleres for skjærstrekkbrudd etter følgende formel, forutsatt opprisset område under bøyning;

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} [C_{Rd,c} k (100 \rho_L f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] \cdot b_w d \\ [v_{min} + k_1 \sigma_{cp}] \cdot b_w d \end{array} \right\}$$

Formel 3.11 Skjærstrekkkapasitet i opprissede områder under bøyning [14]

Hvor;

$V_{Rd,c}$  = skjærstrekkkapasitet

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$k = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \\ 2,0 \end{array} \right\}$$

$$\rho_L = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_{SL}}{b_w d} \\ 0,02 \end{array} \right\}$$

$A_{SL}$  = tverrsnittsareal av strekkarmeringen med en forankringslengde  $\geq l_{bd} + d$

$d$  = tverrsnittets effektive høyde

$f_{ck}$  = betongens karakteristiske trykkfasthet

$$k_1 = 0,15$$

$$\sigma_{cp} = \min \left\{ \frac{N_{Ed}}{A_c}, 0,2f_{cd} \right\}$$

$b_w$  = Minste bredde av tverrsnittet i strekksonen

$$v_{min} = 0,035k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

Betongbjelker som forblir urisnet under bøyning kontrolleres for skjærkraftkapasitet etter NS-EN 1992-1-1 delkapittel 6.2.2(2).

## 3.4 Stål

### 3.4.1 Stål som materiale

Stål har lengde vært et av de viktigste konstruksjonsmaterialene i verden som følger av dens høye styrke i forhold til vekt. Dette muliggjør slanke konstruksjoner som sparer både gulvareal og høyde, i tillegg til at konstruksjonen får mindre masse. Dette vil redusere kostander til transport av materialer og reduksjon i nødvendige dimensjoner på fundamenter, samtidig som de slanke konstruksjonene medfører mindre bruk av materialer. [16]

Industrien stiller stadig høyere krav til konstruksjoner. Dette har ført til en betydelig utvikling av høykvalitets stålsorter med økt korrosjonsmotstand, seighet og bedre sveisbarhet.

I nyere stålkonstruksjoner er det blitt vanlig å anvende konstruksjonsstål med flytegrense mellom 355-450 MPa, som resulterer i slanke tverrsnitt med høy kapasitet. [17]

Stål er et isotropisk materiale, som vil si at stivheten til materialet ikke er avhengig av retningen på spenningspåkjenningen. De mekaniske egenskapene til materialet skiller mellom elastiske og plastiske deformasjonsegenskaper der flytegrensen,  $f_y$ , definerer den elastiske spenningsgrensen for materialet. Det vil si at dersom stålet belastes med en spenning høyere enn flytegrensen vil materialet oppføre seg plastisk og få permanente deformasjoner.

### 3.4.2 Stål som konstruksjonsmateriale

Ved bruk av stål i bygningskonstruksjoner stilles det krav i form av grenseverdier for materialeegenskaper, kapasitetsutnyttelse, stabilitet av stålelementene og deformasjoner som oppstår som følger av bygningens bruk i løpet av dens levetid, samt dimensjonerende maksimale lastsituasjoner. De geometriske verdiene til stålprofilene vil gi utslag på hvordan de reagerer på ytre laster, og hvordan disse lastene føres videre gjennom konstruksjonen basert på elementenes stivhet og opplagersituasjoner. Det er derfor helt avgjørende at beregningsmodellen som brukes ved dimensjonering av stålkonstruksjoner baserer seg på realistiske analysemodeller og forventede responser av tverrsnitt, staver, knutepunkter og lager. [18] Ettersom beregningsmodellen er sterkt avhengig av opplagerbetingelsene, er det avgjørende at innspenningsmodeller for opplagerdetaljene bestemmes på forhånd, slik at forutsetningene for beregningsmodellen kan legges til grunn.

### 3.4.3 Miljøbelastning ved bruk av stål i bygninger

Stålet er og har vært en betydelig bestanddel i den moderne sivilisasjon ettersom egenskapene til materialet kan endres innen vide grenser ved varmebehandling og legering.

Bruksområdene er basert på en gunstig kombinasjon av stålets formbarhet, styrke, sveisbarhet og pris. [19] Stålet produseres med jern som grunnmateriale, og som gjennom en smelteprosess danner legeringer ved tilsetting av ulike metalliske og ikke-metalliske grunnstoffer. Vanlig stål produseres ofte av legeringer med karbon, kisel og mangan som sammen med jern danner stål med ulike egenskaper som kan tilpasses etter materialets formål. [20] Konstruksjonsstål har ofte krav til stor styrke, seighet og sveisbarhet og består oftest av karbon-manganstål med tilsetninger av finkorndannede elementer som gir strekkfasthet opp mot 550 MPa. [19]

Miljøbelastningen ved produksjon av stål er sterkt avhengig av energibærer, ettersom prosessen krever en betydelig mengde energi ved smelting av legeringene, samt etterbehandling. Belastningen er videre avhengig av graden av resirkulasjon for stålet som forbrukes, og tidligere studier har vist at resirkulasjonen gir betydelig innvirkning på den faktiske miljøbelastningen ved forbruk av stål. [21]

Byggebransjen er under et hardt press om å øke gjenvinningen av materialer og produkter, ettersom over en tredjedel av alle CO<sub>2</sub>-utslipp i 2015 stammet fra byggevirksomhet. Stål er gjenvinnbart, og det finnes en lang rekke med stålverk som anvender skrap som hovedbestanddel i produksjonen. Kvaliteten til stålet opprettholdes uansett hvor mange ganger det resirkuleres, og 75% energi kan bespares ved bruk av resirkulert stål fremfor malmbasert. I 2015 var omtrent 25% av stålet i bygningskonstruksjoner produsert av resirkulert stål, og i alt 90% av verdens stål ble produsert ved gjenvinning. [22]

### 3.4.4 Klassifisering av ståltverrsnitt

#### **Klassifisering av tverrsnitt**

Stålkonstruksjoner dimensjoneres basert på konstruksjonsreglene som anvist i NS-EN 1993-1-1.

De aktuelle dimensjoneringskriteriene som brukes avhenger av lastpåkjenningene på stålelementene. Klassifiseringsreglene i NS-EN 1993-1-1 tabell 5.2 brukes for å kontrollere om materialet i stålprofilen kan utnyttes til visse spenningsgrenser uten at lokal knekking av de trykkpåkjennte delene av tverrsnittet reduserer kapasiteten. Klassifiseringen av tverrsnitt avhenger av de trykkpåkjennte delenes geometriske egenskaper som forhold mellom bredde og tykkelse og stålets flytegrense, og defineres med klasser fra 1 til 4. Ved tverrsnittsdeler av ulik klasse, dimensjoneres elementet etter den strengeste klassen. [18]

- Tverrsnitt av klasse 1 kan utnyttes plastisk uten fare for kapasitetsreduksjon som følger av lokal knekking
- Tverrsnitt av klasse 2 begrenses i plastisk materialutnyttelse som følger av fare for lokal knekking
- Tverrsnitt av klasse 3 kan utnyttes elastisk, men ikke plastisk, som følger av fare for lokal knekking

- Tverrsnitt av klasse 4 har begrensede elastisk kapasitet, ettersom lokal knekking inntreffer før spenningen når flytegrensen

### 3.4.5 Materialkapasitetskontroll av stålelementer

Basert på elementenes lastarealer, må stålkonstruksjonselementene dimensjoneres for de aktuelle lastpåkjenningene som forekommer i alle aktuelle snitt for å sikre tilfredsstillende bæreevne etter dimensjoneringskriteriene gitt i NS-EN 1993-1-1.

#### Materialkapasitetskontroll ved aksialkraft

Dimensjonerende aksialkraft i hvert snitt skal tilfredsstillende kravene gitt i NS-EN 1993-1-1 delkapittel 6.2.3 til 6.2.4. Følgende formel viser til kapasitetskontroll av tverrsnitt påkjent av rent strekk etter NS-EN 1993-1-1 delkapittel 6.2.3.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0$$

*Formel 3.12 Kriteriet for strekkkapasitet [18]*

Hvor;

$N_{t,Rd}$  = Dimensjonerende strekkkapasitet

Videre gjelder at;

$$N_{t,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \\ 0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u \\ \frac{\quad}{\gamma_{M2}} \end{array} \right\}$$

*Formel 3.13 Dimensjonerende strekkfasthet basert på tverrsnittsklasse [18]*

Hvor;

$A$  = Areal av tverrsnitt

$f_y$  = Materialets flytegrense

$f_u$  = Materialets strekkfasthet

$\gamma_{M0}$  = Partialfaktor for tverrsnittskapasitet uansett tverrsnittsklasse

$\gamma_{M2}$  = Partialfaktor for tverrsnittskapasitet mot brudd fra strekkspenninger

$A_{net}$  = Nettoareal av tverrsnitt

Ved trykkpåkjent tverrsnitt dimensjoneres elementet etter delkapittel 6.2.4 i NS-EN 1993-1-1.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0$$

*Formel 3.14 Kriteriet for trykkapasitet [18]*

Hvor;

$N_{c,Rd}$  = Dimensjonerende trykkapasitet

Videre gjelder at;

- a)  $N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{Mo}}$  for tverrsnittsklasse 1, 2 eller 3  
 b)  $N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{Mo}}$  for tverrsnittsklasse 4

*Formel 3.15 Dimensjonerende trykkapasitet basert på tverrsnittsklasse [18]*

Hvor;

$A_{eff}$  = Effektivt tverrsnittsareal

### Materialkapasitetskontroll ved bøyemoment

Tverrsnitt utsatt for rent bøyemoment skal tilfredsstille kravene gitt i NS-EN 1993-1-1 delkapittel 6.2.5:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

*Formel 3.16 Kriteriet for momentkapasitet [18]*

Hvor;

$M_{c,Rd}$  = Dimensjonerende momentkapasitet

Videre gjelder at;

- a)  $M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{Mo}}$  for tverrsnittsklasse 1 og 2  
 b)  $M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_y}{\gamma_{Mo}}$  for tverrsnittsklasse 3  
 c)  $M_{c,Rd} = \frac{W_{el,eff} \cdot f_y}{\gamma_{Mo}}$  for tverrsnittsklasse 4

*Formel 3.17 Dimensjonerende momentkapasitet basert på tverrsnittsklasse [18]*

Hvor;

$W_{pl}$  = Plastisk tverrsnittsmodul

$W_{el,min}$  = Minste elastiske tverrsnittsmodul

$W_{el,eff}$  = Minste virksomme elastiske tverrsnittsmodul

### Materialkapasitetskontroll ved skjærkraft

Tverrsnitt utsatt for ren skjærkraft i tverrsnittet dimensjoneres etter kravene gitt i NS-EN 1993-1-1 delkapittel 6.2.6:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$$

*Formel 3.18 Kriteriet for ren skjærkraft [18]*

Hvor;

$V_{c,Rd}$  = Dimensjonerende plastiske skjærkapasitet

Uten torsjon i tverrsnittet blir dimensjonerende plastiske skjærkraftkapasitet;

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}$$

*Formel 3.19 Dimensjonerende plastiske skjærkapasitet [18]*

Hvor;

$A_v$  = Skjærareal

Skjærarealet bestemmes for valsede I- og H-profiler påkjent parallelt med steget;

$$A_v = \max \left\{ \begin{array}{l} A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \\ \eta h_w t_w \end{array} \right\}$$

*Formel 3.20 Skjærareal av valsede I- og H-profiler påkjent parallelt i steget [18]*

Hvor;

$b$  = Bredde av flens

$t_f$  = Tykkelse av flens

$t_w$  = Tykkelse av steg

$r$  = Radius i overgang steg/flens

$h_w$  = Høyde av steg

$\eta = 1$  (Konservativt)

### Materialkapasitetskontroll ved kombinert skjærkraft, normalkraft og bøyemoment

Tverrsnitt utsatt for kombinert virkning av skjærkraft, normalkraft og bøyemoment kontrolleres etter kriteriene gitt i NS-EN 1993-1-1 delkapittel 6.2.8 og 6.2.9.

Skjærkraftens virkning på den dimensjonerende momentkapasiteten gjøres ved å redusere flytegrensen for materialet etter reglene gitt i NS-EN 1993-1-1 delkapittel 6.2.8;

$$\rho = \left( \frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

*Formel 3.21 Reduksjonsfaktor for dimensjonerende momentkapasitet med virkning av skjærkraft [18]*

Hvor;

$V_{pl,Rd}$  = Dimensjonerende plastiske skjærkapasitet

$(1 - \rho)f_y$  = Redusert flytegrense for materialet

Kriteriet gitt i formel x, (ovenfor) gjelder for tverrsnitt som ikke har samtidig virkning av torsjon.

Det kan ses bort fra skjærkraftens virkning på momentkapasiteten dersom skjærkraften er mindre enn halvparten av den dimensjonerende plastiske skjærkapasiteten, samtidig som skjærknekking ikke reduserer tverrsnittets kapasitet i det aktuelle snittet. [18]

For samtidig virkende normalkraft, kontrolleres tverrsnittet etter NS-EN 1993-1-1 delkapittel 6.2.9.1 for tverrsnittsklasse 1 og 2;

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd}$$

*Formel 3.22 Kriteriet for kombinert virkning av bøyemoment og normalkraft [18]*

Hvor;

$M_{N,Rd}$  = Dimensjonerende plastiske momentkapasitet med hensyn på samtidig virkende normalkraft

For standardiserte I- og H-profiler med like flenser der det ikke er nødvendig å ta hensyn til hull for festemidler, beregnes den plastiske momentkapasiteten for samtidig virkende normalkraft etter tilnærmet formel gitt i NS-EN 1993-1-1 delkapittel 6.2.9.1(5);



$$M_{N,y,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} M_{pl,y,Rd}(1-n)/(1-0,5a) \\ M_{pl,y,Rd} \end{array} \right\}$$

Formel 3.23 Plastisk momentkapasitet for standardiserte I- og H-profiler med samtidig virkende normalkraft [18]

Hvor;

$M_{pl,y,Rd}$  = Plastiske momentkapasitet ved bøyning om y-y, med eventuell reduksjon av flytegrense som følger av skjærkraft

Parameterne  $n$  og  $a$  beregnes ved følgende;

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}, \text{ og } a = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{(A-2 \cdot b \cdot t_f)}{A} \\ 0,5 \end{array} \right\}$$

Formel 3.24 Beregning av parameterne  $n$  og  $a$  ved kombinert virkning av moment og aksialkraft [18]

Hvor;

$N_{pl,Rd} = N_{c,Rd}$  ved trykk

$N_{pl,Rd} = N_{t,Rd}$  ved strekk

Videre gjelder at;

- a) for  $n \leq a$ :  $M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}$   
 b) for  $n > a$ :  $M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[ 1 - \left( \frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right]$

Formel 3.25 Plastisk momentkapasitet med aksialkraft avhengig av grenseverdier for  $n$  og  $a$  [18]

Hvor;

$M_{N,z,Rd}$  = Plastisk momentkapasitet ved bøyning om z-z med samtidig virkende normalkraft

$M_{pl,z,Rd}$  = Plastisk momentkapasitet ved bøyning om z-z, med eventuell reduksjon av flytegrense som følger av skjærkraft

Det kan ses bort fra virkningen av aksialkraft på den dimensjonerende plastiske momentkapasiteten dersom følgende kriterier er oppfylt for dobbeltsymmetriske I- og H-profiler;

- a)  $N_{Ed} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd}$   
 b)  $N_{Ed} \leq \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$

For rektangulære hulprofiler med konstant tykkelse, der det ikke er nødvendig å ta hensyn til hull for festemidler, gjelder følgende formler for plastisk momentkapasitet ved samtidig virkende aksialkraft på tverrsnittet;

$$\begin{aligned} \text{a)} \quad M_{N,y,Rd} &= \min \left\{ \begin{array}{l} M_{pl,y,Rd}(1-n)/(1-0,5a_w) \\ M_{pl,y,Rd} \end{array} \right\} \\ \text{b)} \quad M_{N,z,Rd} &= \min \left\{ \begin{array}{l} M_{pl,z,Rd}(1-n)/(1-0,5a_f) \\ M_{pl,z,Rd} \end{array} \right\} \end{aligned}$$

*Formel 3.26 Plastisk momentkapasitet om akse y-y og z-z for rektangulære hulprofiler med samtidig virkende normalkraft [18]*

Hvor;

$$a_w = \min \left\{ \begin{array}{l} (A - 2bt)/A \\ 0,5 \end{array} \right\}$$

$$a_f = \min \left\{ \begin{array}{l} (A - 2ht)/A \\ 0,5 \end{array} \right\}$$

$b$  = bredde av tverrsnitt

$t$  = tykkelse av steg og flens

$h$  = høyde av tverrsnitt

Ved to-akset bøyning og normalkraft vil interaksjonen gitt i NS-EN 1993-1-1 delkapittel 6.2.9.1(6) gjelde for tverrsnitt av klasse 1 og 2;

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1$$

*Formel 3.27 Interaksjonskriteriet ved to-akset bøyning med samtidig virkende normalkraft [18]*

Hvor;

$M_{y,Ed}$  = Dimensjonerende moment om y-y

$M_{z,Ed}$  = Dimensjonerende moment om z-z

$\alpha$  og  $\beta$  settes konservativt til 1,0

For tverrsnitt i klasse 3 og 4 kan von-Mises flytkriterium beskrevet i NS-EN 1993-1-1 delkapittel 6.2.1(5) brukes for kontroll av tverrsnittets kapasitet utsatt for kombinerte spenningspåkjenninger fra moment, skjærkraft og normalkraft.

### 3.4.6 Stabilitetskontroll av stålelementer

#### Bøyeknekking

Slanke konstruksjonsdeler som utsettes for sentrisk trykk må kontrolleres for bøyeknekking etter kriteriene i NS-EN 1993-1-1 delkapittel 6.3.1;

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$$

*Formel 3.28 Kriteriet for bøyeknekking [18]*

Hvor;

$N_{b,Rd}$  = Stavens dimensjonerende knekkapasitet ved sentrisk trykk

Beregning av knekkapasitet ved sentrisk trykk avhenger av klassifiseringen av tverrsnittet til staven;

$$\begin{aligned} \text{a)} \quad N_{b,Rd} &= \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} && \text{for tverrsnittklasse 1, 2 og 3} \\ \text{b)} \quad N_{b,Rd} &= \frac{\chi \cdot A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} && \text{for tverrsnittklasse 1, 2 og 3} \end{aligned}$$

*Formel 3.29 Dimensjonerende knekkapasitet ved sentrisk trykk [18]*

Hvor;

$\gamma_{M1}$  = Partialfaktor for instabilitet påvist for hele staven

$\chi$  = Reduksjonsfaktor for relevant knekkform

Reduksjonsfaktor for relevant knekkform beregnes basert på stavens relative slankhet på grunnlag av tilhørende knekkurve etter følgende formel;

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

*Formel 3.30 Reduksjonsfaktor for relevant knekkform [18]*

Hvor;

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

$\alpha$  = Imperfeksjonsfaktor for gjeldende knekkurve hentes fra tabell 6.1 i NS-EN 1993-1-1

$\bar{\lambda}$  = Relativ slankhet

Den relative slankheten bestemmes på bakgrunn av blant annet tverrsnittets geometriske verdier, flytegrense og knekk lengde etter følgende formel;

$$\begin{aligned} \text{a) } \quad \bar{\lambda} &= \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} && \text{for tverrsnittsklasse 1, 2 og 3} \\ \text{b) } \quad \bar{\lambda} &= \sqrt{\frac{A_{eff}f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \sqrt{\frac{A_{eff}}{A}} && \text{for tverrsnittsklasse 4} \end{aligned}$$

*Formel 3.31 Beregning av relativ slankhet basert på tverrsnittsklasse [18]*

Hvor;

$N_{cr}$  = Ideell kraft for tilhørende knekkform basert på bruttotverrsnitt

$L_{cr}$  = Knekk lengde av stav

$i$  = treghetsradien om den relevante knekkaksen bestemt for bruttotverrsnittet

$$\lambda_1 = \text{slankhetsverdi} = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

### Vipping

Staver uten sideveis fastholdelse med bøyning om hovedaksen kontrolleres mot vipping etter følgende kriterier gitt i NS-EN 1993-1-1 delkapittel 6.3.2.1;

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$$

*Formel 3.32 Kriteriet for kontroll av vipping [18]*

Hvor;

$M_{b,Rd}$  = dimensjonerende vippekapasitet

Bjelker med tilstrekkelig fastholdelse av trykkflens er ikke følsomme for vipping. Enkelte tverrsnitt som rektangulære hulprofiler er heller ikke følsomme for vipping [18]

Dimensjonerende vippekapasitet for bjelker uten sideveis fastholdelse beregnes ved følgende ligning;

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

*Formel 3.33 Dimensjonerende vippekapasitet for staver uten sideveis fastholdelse [18]*

Hvor;

$\chi_{LT}$  = reduksjonsfaktor for vipping

$W_y$  = Tverrsnittsmodul for moment

Reduksjonsfaktor for vipping beregnes etter følgende ligning;

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$$

*Formel 3.34 Reduksjonsfaktor for vipping [18]*

Hvor;

$$\Phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

$\alpha_{LT}$  = imperfeksjonsfaktor for vipping som hentes fra tabell 6.3 i NS-EN 1993-1-1

$M_{cr}$  = ideelt moment for vipping, som tar hensyn til lastforhold, virkelig momentfordeling og sideveis fastholdelse.

Reduksjonsfaktor for vipping av valsede profiler eller tilsvarende sveiste profiler gjøres som beskrevet i NS-EN 1993-1-1 delkapittel 6.3.2.3, og modifiseres med hensyn på momentfordelingen mellom de sideveis fastholdelsespunktene av staven.

### **Forenklet metode for vipping etter gammel Norsk Standard**

Den tidligere norske standarden NS3472-1984 viser til forenklet metode for beregning av stavers stabilitet mot vipping. Metoden går ut på å betrakte en trykkgurt bestående av trykkflensen og 1/3 av det trykkpåkjennte delen av steget som en isolert søyle utsatt for knekking om den svake aksene. Knekklasten til trykkgurten bestemmes etter Euler eller Tetmajer med en sikkerhetsfaktor tilsvarende 2,0. Angrepslasten i trykkgurten bestemmes ved å multiplisere spenningen midt i trykkflensen med flensens areal. Dersom angrepslasten er større enn knekklasten inkludert sikkerhetsfaktoren, vil staven vippe. [23]

### **Interaksjonskriteriet for stabilitet ved bøyning og trykk**

Staver med konstant tverrsnitt som utsettes for bøyning og trykk kontrolleres med interaksjonsformelen beskrevet i NS-EN 1993-1-1 delkapittel 6.3.3. Interaksjonsformelen baseres på en en-felts gaffellagret stav med eller uten punktvis sideveis fastholdelse påkjent av endemomenter, trykkrefter og tverrlaster.

$$\begin{aligned}
 \text{a)} \quad & \frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} \leq 1 \\
 \text{b)} \quad & \frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} \leq 1
 \end{aligned}$$

Formel 3.35 Interaksjonsformel for stabilitet av staver påkjent av bøyning og aksialkraft [18]

Hvor;

$N_{Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$  og  $M_{z,Ed}$  = dimensjonerende trykkraft og største momenter om y-y- og z-z langs staven  
 $\Delta M_{y,Ed}$  og  $\Delta M_{z,Ed}$  = tilleggsmomenter som følger av forskyvning av tverrsnittaksen for tverrsnittsklasse 4

$\chi_y$  og  $\chi_z$  = reduksjonsfaktorer for bøyeknekking om de akse y-y og z-z

$\chi_{LT}$  = reduksjonsfaktor som følge av vipping

$k_{yy}$ ,  $k_{yz}$ ,  $k_{zy}$  og  $k_{zz}$  er interaksjonsfaktorer etter tillegg A og B i NS-EN 1993-1-1

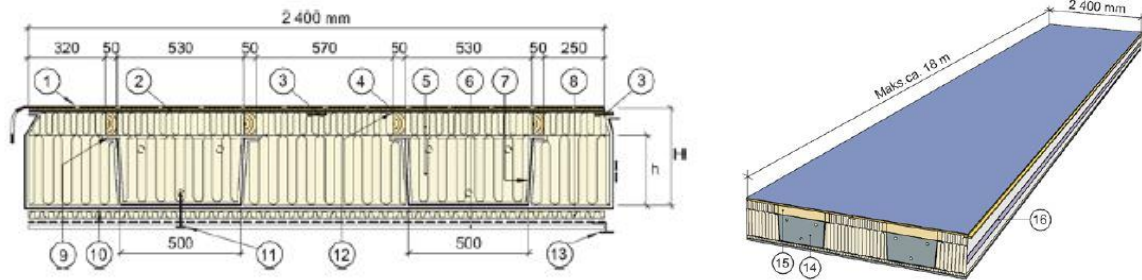
## 3.5 Lett-tak

### 3.5.1 Oppbygning og virkemåte

Lett-tak er et bærende isolert takelement med to parallelle U-formede tynnplateprofiler av varmforsinket stål som hovedbæresystem. Tynnplateprofilene er festet med spikring eller spikerliming til overliggende parallelle treflenser av konstruksjonsvirke, som festet til en overliggende taktroplate av kryssfinér. Elementene er fylt med mineralullisolasjon som i alt gir et lavt byggende, stivt takelement med minimale kuldebroer. Elementene leveres med dampspærre av plastfolie på undersiden og takbelegg eller membran som tekning på oversiden. Det er også mulig med korrugerte himlingsplater av stål montert på fabrikk, eller bord av tre på undersiden for feste av himling på byggeplass. Tilleggisolasjon av steinull på undersiden monteres dersom ekstra strenge krav til brannmotstand og lydabsorpsjon foreligger. [24]

Elementene forbindes til hverandre med langsgående lasker av kryssfinér, som festet med treskruer. Ved parallelle langsgående ender festet elementene til randbjelker, der innfestningmetode avhenger av randbjelkenes geometri og materiale. [25]

Figur 3.2, illustrerer oppbygningen av et lett-tak-element som produseres i standardbredder på 2,4 meter.



Figur 3.2 Oppbygning av lett-tak element med standard dimensjoner [24]

Elementenes bæreevne i lengderetning sikres ved at tynnplateprofilene fungerer som strekkflens under bøyning, samtidig som de overliggende treflensene er trykkflenser. Elementenes skivevirkning sikres av den overliggende kryssfinér-platen som overfører skjærkrefter i planet. Sammen med randbjelker i stål eller tre og eventuelle opplagervegger er det mulig å bruke elementene som avstivende horisontale skiver, som sikrer kontinuerlig overføring av horisontale laster til de vertikale avstivende delene av bygningen. Randbjelkene fungerer som strekk- og trykkflens i planet, der kryssfinérplaten kun overfører skjærkrefter ved skivevirkning.

Elementtykkelsen bestemmes basert på krav til bæreevne og spennvidde, samt krav til varmeisolasjonsegenskaper. [26]

## 3.6 Brann

Norges minimumskrav til brannsikkerhet finner man i Byggteknisk forskrift (TEK). I TEK deles bygg inn i risiko- og brannklasser som legger grunnlaget for prosjektering og utførelse for å sikre byggets bæreevne ved brann.

### 3.6.1 Brannklassifisering

Hvert bygg skal plasseres i en risikoklasse basert på trusselen en brann kan føre til med tanke på liv og helse. Risikoklassene går fra 1-6, der risikoklasse 6 er strengest. I TEK paragraf 11-2 finner man risikoklasse for bruksområdet for bygget. Typiske risikoklasse for boligbygg er; Risikoklasse 4. [27]

Risikoklasser	Byggverk kun beregnet for sporadisk personopphold	Personer i byggverk kjenner rømningsforhold, herunder rømningsveier, og kan bringe seg selv i sikkerhet	Byggverk beregnet for overnatting	Forutsatt bruk av byggverk medfører liten brannfare
1	ja	ja	nei	ja
2	ja/nei	ja	nei	nei
3	nei	ja	nei	ja
4	nei	ja	ja	ja
5	nei	nei	nei	ja
6	nei	nei	ja	ja

Tabell 3.1 Risikoklasse TEK [27]

Etter at bygget er satt inn i en risikoklasse skal det bestemmes en brannklasse. Brannklasse bestemmes ut i fra hvilke konsekvenser en brann i bygget kan få, avhengig av bruken av bygget, størrelse, planløsning mm. Brannklassene går fra 1 til 4, hvor brannklasse 4 har størst konsekvens. Direktoratet for byggkvalitet har ikke gitt preaksepterte ytelser for byggverk som plasseres i brannklasse 4. I TEK § 11-3 finner man tabellen for brannklasser, se Tabell 3.2. [27]

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

Tabell 3.2 Brannklasser i TEK [27]

Videre skal det bestemmes krav til byggets brannmotstand basert på grunnlaget av brannklasse. I TEK § 11-4 *Bæreevne og stabilitet* finnes Tabell 3.3 over bærende bygningsdels brannmotstand avhengig av brannklasse. Et vanlig 3. etasjes boligbygg vil havne i brannklasse 2, som igjen vil gi krav om bærende hovedsystem tilfredsstillende R60. R; Bærende funksjon, standard brannmotstand. [27]



Bygningsdel	Brannklasse		
	1	2	3
Bærende hovedsystem	R 30 [B 30]	R 60 [B 60]	R 90 A2-s1,d0 [A 90]
Sekundære, bærende bygningsdeler, etasjeskillere og takkonstruksjoner som ikke er del av hovedbæresystem eller stabiliserende	R 30 [B 30]	R 60 [B 60]	R 60 A2-s1,d0 [A 60]
Trappeløp	-	R 30 [B 30]	R 30 A2-s1,d0 [A 30]
Bærende bygningsdeler under øverste kjeller	R 60 A2-s1,d0 [A 60]	R 90 A2-s1,d0 [A 90]	R 120 A2-s1,d0 [A 120]
Utvendig trappeløp, beskyttet mot flammepåvirkning og strålevarme	-	R 30 [B 30] eller A2-s1,d0 [ubrennbart]	A2-s1,d0 [ubrennbart]

Tabell 3.3 Krav til brannmotstand i TEK [27]

Hovedformålet med å stille branntekniske krav til bærende konstruksjoner er å oppnå en tilstrekkelig bæreevne og stabilitet til å motstå en forventet brannpåkjenning slik at byggverket ikke kolliderer under brann, men bevarer sin stabilitet og bæreevne som nødvendig.

### 3.6.2 Betong og brann

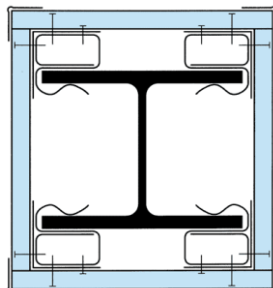
Betong er et ikke-brennbart materiale. Betong absorberer varme og har en selvisolerende evne ved temperaturøkning. Ved brannpåkjenning fordampes fukt i betongen som gir et varmesluk som forsinker varmeinntrengingen i tverrsnittet. Hulldekker vil uten videre modifikasjoner tilfredsstille kravene til R60. Minstedimensjoner til bærende vegger i betong med kriteriet R60 overstyrer av andre krav til overdekning (korrosjon, heft). Kriterier for brannmotstand gjelder den sammensatte konstruksjonen. Det betyr at opplegg, forbindelser, skjøter og fuger må tilfredsstille de samme kriteriene som de tilstøtende elementene.

### 3.6.3 Stål og brann

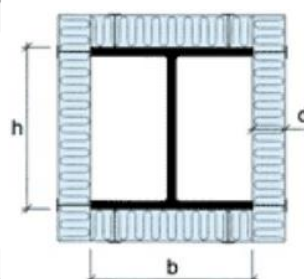
Ubeskyttet stål mister 50 % av bæreevnen etter omtrent 7 minutter ved brannpåkjenning. Derfor må stålprofiler brannisoleres. Brannteknisk klassifisering skjer etter NS 3919. Stålprofiler isoleres vanligvis med gipsplater eller steinullplater. Gipsplater monteres med festedetaljer. Gipsplatene skal monteres rundt stålprofilet ved hjelp av tynnplateprofiler og selvgjengende skruer. Steinullplatene festes til søyler, bjelker og dragere med fastsveisede isolasjonsspinner. Mengde isolering styres av krav til REI, hvor forholdet mellom den eksponerte overflaten og stålkomponentens volum er avgjørende.

Brannbeskyttende malinger kan benyttes der det er ønskelig med synlige stålprofiler. Metoden kan være kostbar i forhold til annen form for brannisolering. Brannbeskyttende malinger virker på den

måten at belegget sveller under brann og danner et ca. 30–50 mm tykt brannisolerende skum på ståloverflaten. Et slikt skum vil derfor kun virke på stålprofiler med minimal kontaktflate på ståloverflaten. *Figur 3.5 Brannisolering med steinullsplate R60* viser krav til isolering for stålkomponenter med brannkrav på R60. [27]



*Figur 3.3 Isolering med steinullsplate [27]*



*Figur 3.4 Isolering med gipsplate [27]*

Profiltype	Profilhøyde (mm)		Isolasjonstykkelse i mm ved romvekt i kg/m <sup>3</sup>	
	Firesidig brann-påkjent	Tresidig brann-påkjent	150–200	300
IPE	100–120		50	30
	140–160	80–120	40	30
	180–220	140–160	35	30
	240–360	180–270	30	20
	400–500	300–360	25	15
	550–600	400–600	20	15
HE-A	100–160		25	20
	180–200		20	20
	220–360	100–240	20	15
	400–600	260–600	20	10
HE-B	100		30	20
	120–160		25	20
	180–240	100–140	20	15
	260–600	160–600	20	10
HUP kvadratisk	80	60	50	30
	100–120	80	35	30
	150–250	100–120	30	20
	300–350	150–350	20	15

*Figur 3.5 Brannisolering med steinullsplate R60 [27]*

### 3.6.4 Tre og brann

For teori om «tre og brann» se vedlegg *Kapitel 12 Vedlegg Forprosjekt om massivtre*.

## 3.7 Lyd

I Byggeteknisk forskrift (TEK) stilles det lydkrav til alle typer bygg. I TEK § 8.4 *Lydforhold og vibrasjoner* angis det at: «Bygning og/eller brukerområde om er del av bygning, skal beskyttes mot støy og vibrasjoner utenfra eller som oppstår ved forventet bruk av bygningen. Det skal legges særlig vekt på brukernes behov for tilfredsstillende lydforhold ved arbeid, søvn, hvile og rekreasjon.» [27]

Disse kravene kan dokumenteres ved to måter:

- ved at byggverket utføres i samsvar med spesifikasjoner som er allment akseptert for å gi tilfredsstillende lydforhold.
- ved verifiserbare analyser og/eller beregninger som dokumenterer at andre spesifikasjoner gir tilfredsstillende lydforhold.

Det finnes ulike typer lyd i bygg og de deles inn i luft- og strukturlyd. Lyd mellom to rom overføres gjennom romskillende bygningsdel (vegger og dekker), samt via flankerende konstruksjoner. Et resultat av dette er at konstruksjonene blir satt i svingninger som avstråles som luftlyd. Sprekker, åpninger, gjennomføringer og kanaler bidrar direkte til luftlyd mellom rommene.

NS 8175 «Lydforhold i bygninger» inneholder definisjoner, krav og grenseverdier for lyd i alle typer bygninger. NS 8175 deler grenseverdier for lydforhold inn i fire klasser, hvor leilighetsbygg uten spesielle krav havner i Klasse C.

Grenseverdier som skal tilfredsstillers både vertikalt, horisontalt og diagonalt for bolig i Klasse C er:

$$R'_w \geq 55 \text{ db}$$

$$L'_{n,w} \leq 53 \text{ db}$$

Hvor:

$R'_w$  = laveste grenseverdi lydreduksjonstall mellom to boenheter, hentet fra NS 8175

$L'_{n,w}$  = høyeste grenseverdi trinnlydnivå mellom to boenheter, hentet fra NS 8175

I klasse C stilles det ingen krav til  $R'_w$  og  $L'_{n,w}$  innbyrdes i en boenhet.

### 3.7.1 Hulldekker og lyd

For å kunne tilfredsstillere kravene i TEK er det vanlig å bruke en ekstra konstruksjon, som f.eks. flytende gulv eller nedfôret himling, i tillegg til hulldekket. Et hulldekkement avrettes vanligvis med 30 mm påstøp eller sementbasert gulvavrettingsmasse for å jevne ut overhøyde og gi en jevn overflate. I denne påstøpen legges det ved behov trinnlydsplater for enda bedre isolasjon. [27] [28]

Flankeoverføringsgrad i konstruksjonen er betinget av bæresystem, opplegg for hulldekket, spennvidde og veggssystem, se Tabell 3.4.

Grad av flankeoverføring	Betingelser/kriterier
Liten	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Store spenn (&gt; 8 m) over flere rom</li> <li>- Opplegg på søyle/bjelke</li> <li>- Lette, utfyllende skillevegger</li> <li>- Yttervegger av bindingsverk, splittet ved dekkene</li> </ul>
Middels	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Middels spenn (5–7 m) over to rom</li> <li>- Opplegg på massiv vegg eller søyle/bjelke</li> <li>- Lette eller massive skillevegger</li> <li>- Yttervegger av bindingsverk, delvis splittet ved dekkene</li> </ul>
Stor	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Små spenn (&lt; 5 m) over ett rom</li> <li>- Opplegg på massive veggskiver</li> <li>- Massive skillevegger</li> <li>- Yttervegger av bindingsverk, delvis gjennomgående</li> </ul>

Tabell 3.4 Betingelser for flankeoverføringsgrader [27]

I Byggforsk blad 522.513 finnes tabeller for orienterende verdier for luftlydisolasjon og trinnlydnivå for hulldekker, basert på flankeoverføringsgraden, se Tabell 3.4. [28]

Dekkekonstruksjon (rådekke) inkludert ev. påstøp, gulvavrettingsmasse eller slemming, men uten belegg o.l.	Dekketykkelse	Flatemasse kg/m <sup>2</sup>	Liten		Middels		Stor	
			flankeoverføring		flankeoverføring		flankeoverføring	
			L' <sub>n,w</sub> dB	R' <sub>w</sub> dB	L' <sub>n,w</sub> dB	R' <sub>w</sub> dB	L' <sub>n,w</sub> dB	R' <sub>w</sub> dB
Hulldekker av betong (HD) med 10 mm sementbasert gulvavrettingsmasse  	200 mm + 10 mm	290	-	-	82	52	84	50
	220 mm + 10 mm	340	-	-	80	53	82	51
	265 mm + 10 mm	390	76	56	78	54	81	52
	290 mm + 10 mm	430	74	57	77	55	79	53
	320 mm + 10 mm	430	74	58	76	56	79	53
	340 mm + 10 mm	490	73	60	75	57	77	55
	320 <sup>1)</sup> mm + 10 mm	530	72	60	74	58	76	55
	420 mm + 10 mm	540	72	61	74	58	76	56

Tabell 3.5 Orienterende basisverdier for luftlydisolasjon og trinnlydnivå [27]

Videre i Byggforsk blad 522.513 finnes tabeller over ulike materials lydtekniske data. Slik kan man sette sammen et dekke som tilfredsstillende de lydkravene som er i TEK.

### 3.7.2 Betongvegger og lyd

Massive betongvegger har gode lydisolerende evner. For 200 mm betongvegg med flatevekt på 480 kg/m<sup>2</sup> er teoretisk beregnet  $R'_w = 60$  dB. For 250 mm betongvegger med flatevekt på 600 kg/m<sup>2</sup> bli  $R'_w = 64$  dB. [28]

Massiv skillevegg og tilnærmet fast innspent knutepunkt mellom vegg og hulldekke er en fordelaktig situasjon med hensyn på demping av både trinn- og luftlyd. Et fast innspent knutepunkt vil kunne gi 6-9 dB tilleggsreduksjon av trinnlydnivå,  $L'_{n,w}$ . [28]

## 3.8 Varmetap i bygg

### 3.8.1 Beregning av varmegjennomgang i bygningskomponenter

Forskrifter i TEK angir grenseverdier for energibehov. Disse grenseverdiene gjenspeiler seg i en bygningskonstruksjons behov for blant annet oppvarming, basert på varmegjennomgangen i konstruksjonens klimaskall. I tillegg stilles det krav til lufttetthet, temperaturregulering og energieffektive ventilasjonssystemer.

Ved prosjektering av klimaskallet er det derfor nødvendig å bestemme konstruksjonsdelenes U-verdi og normaliserte kuldebroverdier for å sikre at bygningen tilfredsstiller kravene gitt i den gjeldende forskriften. Eventuelt kan enkelte krav fravikes ved bruk av energirammer som sier noe om totalt netto årlig energibehov, der bygningsselementer derfra må tilfredsstille minstekrav gitt i den gjeldende tekniske forskriften.

Energiberegninger for en konstruksjon gjennomføres etter prinsipper og metoder nedfelt i NS 3031.

#### **Beregning av varmegjennomgang**

Ved beregning av varmegjennomgangskoeffisienten til en bygningskomponent benyttes begrepet U-verdi. Bestemmelse av U-verdi gjøres basert på oppbygning, tykkelser og varmekonduktivitet til de ulike materialsjiktene benyttet i bygningskomponenten.

U-verdien kvantifiserer hvor mye energi som slipper ut gjennom 1 m<sup>2</sup> bygningskomponent pr. tidsenhet ved en temperaturdifferanse på hver side av bygningskomponenten tilsvarende 1°K, og er definert etter følgende formel;

$$U = \frac{1}{R_{tot}} + \Delta U$$

*Formel 3.36 Beregning av U-verdi [29]*

Hvor;

$U$  = U-verdi for bygningskomponent (Rundes til to gjeldende siffer)

$R_{tot}$  = Total varmemotstand for sjiktene

$\Delta U$  = Korreksjonstillegg for gjennomgående festemidler osv.

Korrigeringsverdien,  $\Delta U$ , beregnes etter annex F i ISO 6946, og tar hensyn til korreksjon for utilsiktede luftåpninger, mekaniske festeanordninger og nedbør på omvendte tak.

Varmemotstand beregnes for hvert enkelt materialsjikt basert på følgende formel;

$$R_i = \frac{d_i}{\lambda_i}$$

*Formel 3.37 Beregning av varmemotstand [29]*

Hvor;

$R_i$  = Varmemotstand for sjikt «i»

$d_i$  = Tykkelse til sjikt «i»

$\lambda_i$  = Varmekonduktivitet til sjikt «i»

For bygningskomponenter med homogene materialsjikt, vil varmemotstanden til komponentene tilsvare summen av varmemotstanden til hvert sjikt inkludert varmeovergangsmotstand innvendig og utvendig.

Følgende formel for total varmemotstand ved homogene sjikt er da gitt med følgende formel;

$$R_{tot} = R_{si} + R_1 + R_2 + \dots + R_n + R_{se}$$

*Formel 3.38 Total varmemotstand ved homogene materialsjikt [29]*

Hvor;

$R_{si}$  = Innvendig varmeovergangsmotstand

$R_{se}$  = Utvendig varmeovergangsmotstand

$R_1, \dots, R_n$  = Varmemotstand for hvert materialsjikt

### **Beregning av varmemotstand ved ikke-homogene sjikt**

Dersom bygningskomponenten er en sammensatt konstruksjon av flere sammensatte materialsjikt, vil varmestrømmen ikke lenger kun være en-dimensjonal. Dette vil være tilfellet for en bindingsverkvegg, der enkelte deler av veggen har gjennomgående stendere, og resten av veggen har gjennomgående isolasjon. En benytter da en metode der man beregner en øvre og nedre grenseverdi, som bygningsdelens virkelige varmemotstand må ligge mellom. Denne metoden er kun gyldig dersom forholdet mellom den øvre og nedre grenseverdien er mindre enn 1,5, og vil ikke nødvendigvis være gjeldende der deler av bygningskomponenten har gjennomgående stendere i stå. [29]

Øvre grenseverdi beregnes etter forutsetningen om ingen sideveis varmetransport. Det vil si at bygningskomponentens øvre varmemotstand beregnes etter følgende formell ved et vektet gjennomsnitt av stenderdel og isolasjonsdel i en eventuell bindingsverkvegg;

$$R_{tot, \text{øvre}} = \frac{1}{\frac{f_a}{R_{tot,a}} + \frac{f_b}{R_{tot,b}} + \dots + \frac{f_q}{R_{tot,q}}}$$

*Formel 3.39 Beregning av øvre grenseverdi for varmemotstand [29]*

Hvor;

$f_a \dots f_q$  = Arealandel for hver feltype

$R_{tot,a} \dots R_{tot,q}$  = Total varmemotstand for hver feltype

Nedre grenseverdi beregnes under forutsetningen om at varmeledningsevnen sideveis er uendelig god. Metoden er også kjent som legeringsmetoden, der en beregner et vektet gjennomsnitt av hver feltypes varmemotstand i sjikt «j». Deretter summeres de gjennomsnittlige varmemotstandene som om bygningskomponenten bestod av homogene sjikt. Beregningen gjøres da etter følgende formler;

$$R_j = \frac{1}{\frac{f_a}{R_{a,j}} + \frac{f_b}{R_{b,j}} + \dots + \frac{f_q}{R_{q,j}}}$$

*Formel 3.40 Beregning av levert varmemotstand for sjikt «j» [29]*

Hvor;

$R_{a,j} \dots R_{q,j}$  = Varmemotstand for sjikt «j» for de enkelte feltypene

Nedre grenseverdi beregnes så ved å summere alle legerete sjikt inkludert innvendig og utvendig varmeovergangsmotstand;

$$R_{tot, \text{nedre}} = R_{si} + \sum_{i=j}^q R_i + R_{se}$$

*Formel 3.41: Beregning av nedre varmemotstand [29]*

Hvor;

$R_i$  = Varmemotstand til de enkelte legerete materialsjiktene

Total varmemotstand basert på metoden med øvre og nedre grenseverdi beregnes så ved gjennomsnitt etter følgende formel;

$$R_{tot} = \frac{R_{tot,\text{øvre}} + R_{tot,\text{nedre}}}{2}$$

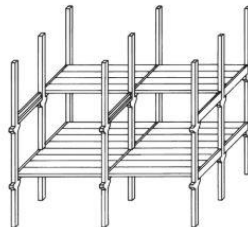
*Formel 3.42 Beregning av total varmemotstand som gjennomsnitt av øvre og nedre grenseverdi [29]*

### 3.9 Horisontal avstivning av bygningskonstruksjoner

Statiske beregninger av et bygg gjennomføres med det formål om å sikre at lastoverføringene mellom bygningskomponentene er i stabil likevekt. Det vil si at bæresystemet må planlegges og dimensjoneres med tilstrekkelig kapasitet til å stå imot alle vertikale og horisontale krefter som utøves på bygningen. Stabil likevekt er en situasjon der lastene, inkludert 2. ordens virkninger må foreta et positivt arbeid for at en forflytning i bygningsdelen skal oppstå. Ettersom vertikale laster vanligvis bæres av søyler og bærende vegger, kan det statiske systemet deles inn etter hvordan det fordeles horisontale laster. Det er flere mulige systemer som kan benyttes, deriblant innspente søyler, rammesystemer, skivesystemer og kombinasjonssystemer. [30]

#### Innspente søyler

Horisontal avstivning med innspente søyler går ut på at bjelkene leddlagres til søyler som er innspent til fundamentene. På denne måten fordeles vindkrefter og andre horisontale laster fra fasadene direkte til moment og skjærkraft i søylene. Dette systemet kan anvendes for lave bygninger med opptil tre etasjer, og krever store fundamenter for å oppta lastene fra søylene. [30]

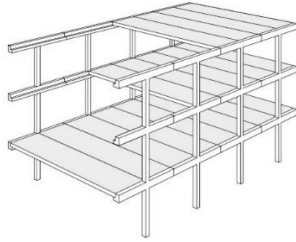


*Figur 3.6 Innspente søyler [30]*

#### Rammesystem

Et rammesystem utføres med momentstive knutepunkter mellom bjelker og søyler. Dette vil redusere oppleggsrotasjonene sett i forhold til systemet med innspente søyler. Dette vil igjen redusere de nødvendige dimensjonene på innfestningene til fundamentene, og vil derfor være et økonomisk bedre alternativ ved dårlige grunnforhold. Et rammesystem alene vil ofte ikke være et gunstig system over flere enn etasjer, ettersom de horisontale lastene da vil kreve betydelige materialdimensjoner i de nederste etasjene. Ved høyere bygg er det derfor vanlig å kombinere bruken av rammer og skiver. [30]



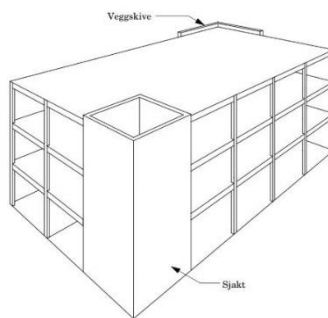


Figur 3.7 Rammesystem [30]

### Skivesystem

Skivesystemer fungerer ved at horisontallaster fordeles fra fasadene til de horisontale tak- og dekkeskivene i konstruksjonen. Disse horisontale skivene er igjen opplageret på eller dyblet til vertikale veggskiver eller sjakter som fører de horisontale lastene ned til fundamentene. De vertikale skivene kan alternativt utføres som kryssavstivere eller fagverk av stål.

Skivesystemer er de mest effektive ved høyere bygninger, ettersom trapperom og heissjakter kan utnyttes til horisontal avstivning. Dette vil reduserte de eventuelle ekstra avstivningskostnadene. [30]

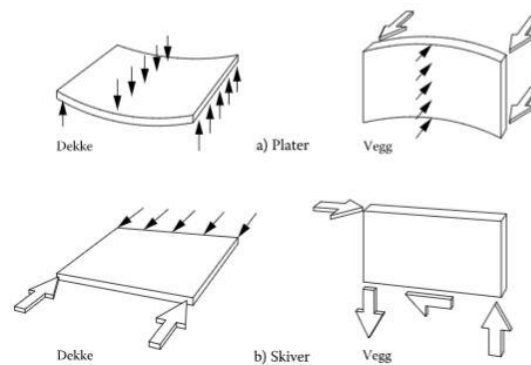


Figur 3.8 Skivesystem [30]

Kombinasjonssystemer består av ulike typer avstivningssystemer i samme konstruksjon. Et eksempel kan være et søylesystem i de nedre etasjene med et overliggende rammesystem i de øvre etasjene. Slike systemer vil være aktuelle der andre forhold vanskeliggjør utførelsen av andre systemer. [30]

## Skivelementer

En skive brukes om bygningselementer som overfører laster i sitt plan. Dette kan være både horisontale dekkekonstruksjoner og vertikale veggkonstruksjoner.



Figur 3.9 Definisjon av plater og skiver [30]

Ettersom dekke- og veggkonstruksjoner er stivere enn plater er det ofte tilfellet at bygninger konstrueres slik at horisontallastene i mest mulig grad overføres ved skivevirkning. Ved bruk av prefabrikkerte elementer er det helt avgjørende å sikre monolittisk sammenbinding av elementene for at en kontinuerlig overføring av horisontallaster ned til fundamentene skal være mulig. Derfor må det etableres tilstrekkelig skjærstive fuger mellom elementene, som i betongkonstruksjoner ofte utføres ved innstøping av bolter, dybler eller armeringsjern i fugene. [30]

For alle aktuelle byggesystemer i dag gjelder at dekker og tak er i stand til å ta krefter i sitt plan, altså skivekrefter. Horisontale vindlaster kan fordeles til systemet ved to aktuelle modeller. Ved liggende veggelementer fordeles vindlaster som jevnt fordelte horisontallaster på søylene. Dette vil være typisk for industrihaller med liggende fasadelementer på et innspent søylesystem. Alternativt kan fasadene spenne mellom over- og underliggende dekke, som da vil overføre vindlaster som jevnt fordelte horisontallaster på dekkenes rand. I sistnevnte tilfelle vil vindlast på søylene opptre som enkeltlast. [30]

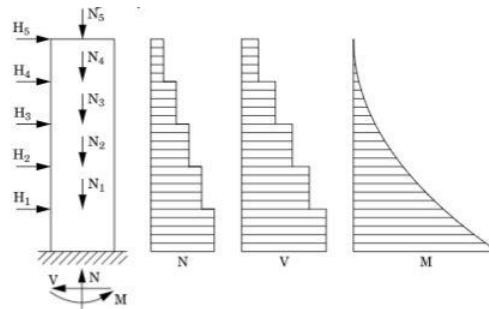
### Horisontale skiver

Vindlastene i skivebygg overføres fra ytterveggene til dekkene, der de vertikale skivene, sjaktene og søylene betraktes som elastisk forskyvelige oppleggspunkter for horisontalskiven. En vanlig antagelse er å betrakte horisontalskiven som en uendelig stiv skive i forhold til oppleggspunktene. Dette vil i de fleste tilfeller stemme bra med realiteten ettersom skivene oftest er lite utnyttet i moment. Horisontalskiver er normalt ikke påkjent av aksialkrefter av betydning, og kan dermed neglisjeres. [30]

### Vertikale skiver

Vertikale skiver behandles som søyler ettersom de normalt har aksiallast og større påkjenninger enn horisontale skiver. Skivene regnes nesten alltid som fast innspent i fundamentet med unntak av situasjoner med diskontinuitet i nedre etasjer. I slike tilfeller er det viktig at lastene har mulighet til å føres andre veier ned i fundamentene.

En typisk lastsituasjon for vertikale skiver er vist i figur x, nedenfor.

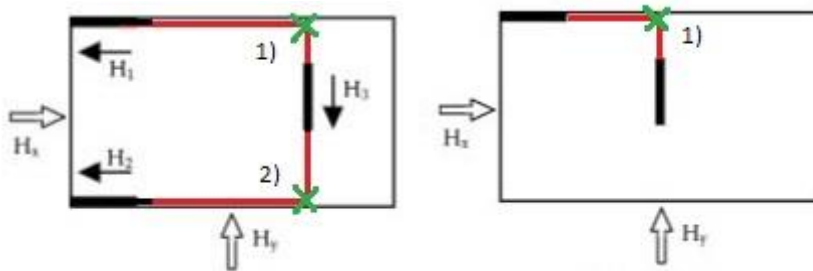


Figur 3.10: Horizontal lastpåkjenning på vertikale skiver [30]

### Plassering av vertikale skiver

I konstruksjonsanalysene er det et absoluttkrav at avstivningssystemet skal være stabilt og i stand til å overføre horisontallaster ned til fundamentene uten å miste sin funksjon.

Et system er stabilt når de vertikale skivenes lastretninger krysser i minst to punkter. Dette er illustrert i figur x, under:



Figur 3.11: Venstre: Stabil. Høyre: Ustabil [30]

Krysser avstivningsretningene i mindre enn to punkter vil ikke systemet ta opp de nødvendige momentene. [30]

## 3.10 Faser i et byggeprosjekt

For å kunne se et byggeprosjekt i helhet er det viktig å kjenne til de forskjellige fasene i et byggeprosjekt. Det finnes ingen fasit på oppbygningen av et byggeprosjekt, men en generell inndeling påfølger;

### 3.10.1 Behovsanalyse

Behovsanalyse er første steget i planleggingen av et byggeprosjekt. I et leilighetsbygg-prosjekt må man blant annet finne ut hvor mange leiligheter det skal være, hvilke omtrentlige størrelser leilighetene

skal ha, behovet for uteområder, hvilke krav skal tilfredsstilles og om det skal gjenbrukes og/eller tilpasses eksisterende bygg. [31] [32]

### 3.10.2 Romprogram

Romprogrammet viser hvilke funksjoner bygget skal ivareta. Her bestemmes blant annet størrelsen på leiligheter og fellesarealer, og standarden på leilighetene. Romprogrammet utarbeides som regel av byggherre. Om det er byggherre selv eller en rådgiver/arkitekt som utarbeider det på vegne av byggherre, avhenger av byggherres kompetanse. [31] [32]

### 3.10.3 Skisseprosjekt

Skisse-prosjektet er beslutningsgrunnlaget til byggherre for hvorvidt man skal gå videre med utbygging eller ikke. For det første skal man i skisseprosjektet omsette romprogrammet til tegninger som viser utforming av bygg utvendig og innvendig. I skisseprosjektfasen har man også gjerne definert tomten hvor bygget skal ligge, og fasen henger også sammen med reguleringsplanarbeidet. Videre skal man utarbeide grove kalkyler for hvor mye bygget vil koste. Basert på beslutningsgrunnlaget i form av et skisseprosjekt, sier byggherre ja eller nei til å gå videre med bygget. Det er i skisseprosjektet arkitekt engasjeres for å tegne ut bygget. Man begynner ikke selve prosjekteringen av bygget i denne fasen. [31] [32]

### 3.10.4 Forprosjekt

Det er i forprosjekt-fasen man detaljerer materialvalg innvendig og utvendig, og utarbeider rammetillatelse og underlag for salgsprospekt til behandling hos kommunen. I forprosjektet er man avhengig av å ha en tverrfaglig prosjekteringsgruppe ved utarbeidelse av plan, snitt og fasadetegninger. Det utarbeides også brannkonsept, premisser for energibruk, støy, vibrasjoner og overordnede konstruksjonsvalg besluttes. Forprosjektrapporten er gjerne grunnlaget for å hente inn tilbud på en totalentreprise der entreprenørene priser de ulike valgte materialene i det omfang som er beskrevet. Parallelt med behandlingen av rammetillatelse hos kommunen, igangsettes ofte detaljprosjekteringen for at søknad om byggestart skal være klar så snart rammetillatelse foreligger. Ofte er det pris som bestemmer hvilke materialer som skal benyttes; hvis ikke spesielle ønsker/krav ligger til grunne. [31] [32]

### 3.10.5 Detaljprosjekt

I detaljprosjekt-fasen gjennomføres detaljprosjekteringen av bygget. Dersom prosjektet gjennomføres som en totalentreprise, er det i hovedsak entreprenør som er ansvarlig for å utarbeide detaljprosjektet. Til tross for at føringer for materialvalg er gitt i forprosjektet, viser erfaringer at det ofte gjøres tilpasninger av materialer i detaljprosjektet. [31] [32]

### 3.10.6 Byggefase

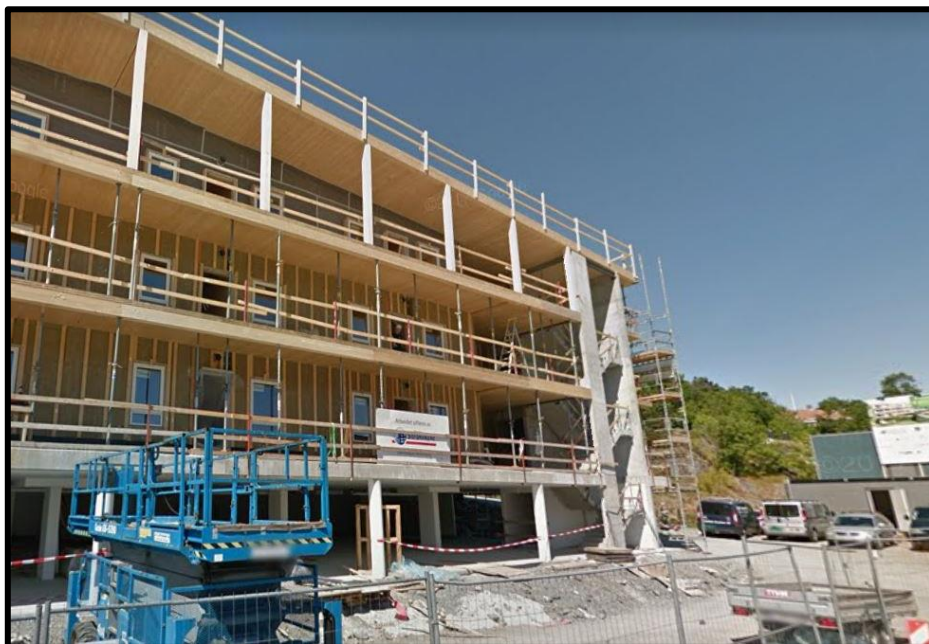
Det er i denne fasen selve bygget blir reist. Det er entreprenør med egne eller innleide fagarbeidere og eventuelt innleide prosjektleder og byggeledere, som er hovedaktørene i denne fasen, mens arkitektens bidrag fases gradvis ut ettersom bygget føres opp. [31] [32]



Figur 3.12 Prosjektfaser i et byggeprosjekt [32]

### 3.10.7 Bruksfase

Etter bygget er ferdig ført opp og entreprenøren har overlevert nøklene til byggherren, starter bruksfasen. Her kommer prosjektvurderingene hvor man måler graden av måloppnåelse med hensyn på produktet og økonomi. Kostnader knyttet til forvaltning, drift og vedlikehold starter her. Dette sammen med byggekostnaden utgjør den totale prosjektkostnaden. [31] [32]



Figur 3.13 Skonnertveien Hageby i byggefase [Svend Karlsen]

## 3.11 Byggøkonomi

### 3.11.1 Prosjektkostnader

Prosjektkostnader som inngår i byggeprosjekter beregnes vanligvis ved å bruke kalkyler.

En kalkyle er et prosjekt definert i pris, med en gitt standard og kvalitet. [33]

Ved å systematisere kostnader etter standard kontoplan i NS3453 og med bygningsdelstabell etter 3451, inkluderes alle relevante kostnader i forbindelse med prosjektet.

Hovedkategoriene i kontoplanen definerer det øverste nivået i kalkylen, med tilhørende bygningsdeler og aktiviteter som gir utslag på kostnadene under den aktuelle hovedkategorien.

Hovedkontoene i seg selv inneholder ikke noen detaljert beskrivelse av hva kostnadene fremkommer av, men fremstilles heller som en sum av underelementer som inngår i hovedkontoen. [33]

Hovedkontoene med tilhørende koder som inngår i en standard kontoplan er listet opp nedenfor:

Kode	Hovedkonto
1	Felleskostnader
2	Bygning
3	VVS
4	Elkraft
5	Tele og automatisering
6	Andre installasjoner
7	Utendørsarbeider
8	Generelle kostnader
9	Spesielle kostnader
10-13	Reserver og marginer
SUM	Kostnadsramme

Figur 3.14: Hovedkontoer etter standard kontoplan [Egne tabeller]

Hovedkontoer defineres som nivå 1. Videre detaljeres hovedkontoene med tilhørende aktiviteter og bygningskomponenter på nivå 2. Alle underkontoer på nivå 2 inneholder videre elementer som er sammensatt av prisligner med tilhørende informasjon om timepriser, materialkostnader, utkontraktert arbeid og kapp og svinn i forbindelse med de enkelte delene av elementene.

*Felleskostnader* inneholder alle kostnader til rigging, drift og administrasjon av byggeplass. I tillegg inkluderes kapitalytelser og eventuelle provisoriske tiltak. Kostnader som inngår i denne hovedkontoen avhenger av nødvendig utstyr på byggeplass, samt hvor lang tid byggeprosjektet krever.

*Bygning* inneholder elementer som beskriver kostnader til selve konstruksjonen, med tilhørende bygningskomponenter i form av elementer. Denne kontoen avhenger dermed av materialvalg og

strukturelle komponenter som bæresystemer, vegger, dekker og tak. I tillegg inkluderes andre bygningsmessige hjelpearbeider til elektro og VVS installasjoner.

*VVS, Elkraft, Tele og Automatisering* samt *Andre installasjoner* inneholder kostnader forbundet med de tekniske installasjonene i bygget.

*Utendørsarbeider* inneholder kostnader forbundet med bearbeiding av terreng, veier og hage, samt utendørs elektrisk og VVS.

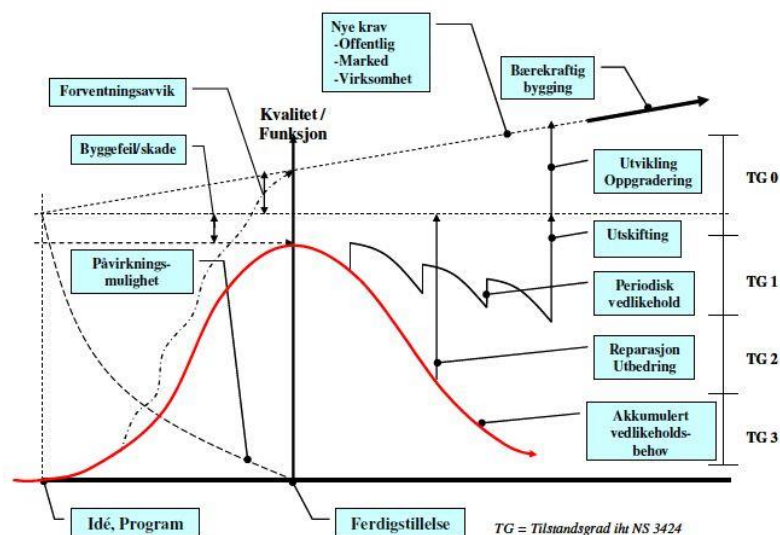
Kostnader forbundet med konsulenter, arkitekter, prosjektledelse og bikostnader faller under *Generelle kostnader*, og avhenger av kostnader i forbindelse med prosjekteringen av bygget og tilknytningsavgifter for vann og kloakk.

*Spesielle kostnader* består av kostnader til finansiering av prosjektet, samt tomtekostnader og løst inventar m.m. Disse kostnadene avhenger blant annet av rentenivå og tyngdepunkt for utbetalinger.

*Reserver og marginer* inneholder kostnader i forbindelse med merverdiavgift på byggevarer og tjenester, samt usikkerhetsavsetning, forventede tillegg og prisregulering frem til byggestart og under bygging. [33]

## Livssyklus kostnader

Figur 3.15 illustrerer dynamikken i en bygnings livssyklus, og hvordan forskjellige faktorer påvirker livssyklus kostnadene.



Figur 3.15: Modell av en bygnings livssyklusutvikling over tid [34]

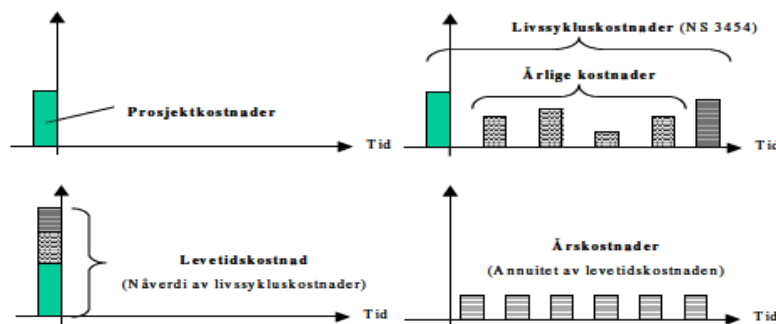


Det er også et stadig økende krav til synliggjøring av LCC-konsekvenser i alle faser av prosjektet, og dermed bidra til mer åpenhet rundt valgene som blir tatt. Dette vil igjen redusere risikoen for tidlig tap av bygningens funksjonalitet.

Modell og metode for beregning av livssyklus kostnader er nedfelt i NS 3454: «*Livssyklus kostnader for bygninger*». Kalkulasjonsmetodikken i NS 3454 bygger på nåverdi-metoden, som innebærer at man justerer fremtidige kostnader til referanseårets kroneverdi. Ettersom den generelle inflasjonen påvirker pengeverdien og dermed prisutviklingen, justeres fremtidige kostnader til referanseårets kroneverdi ved beregnet kalkulasjonsrente.

Kalkulasjonsrenten er renten man benytter i LCC-kalkylen, og er normalt definert som realrente når størrelsene som inngår i beregningene baseres på fast kroneverdi.

Kalkulasjonsrenten brukes til å beregne diskonteringsfaktoren  $d_t$ , som er forholdet mellom kroneverdien ved år  $t$  og referanseåret som nåverdien beregnes for.



Figur 3.16 Metodikk for beregning av levetidskostnader og årskostnader [34]

NS 3454 tillegg C.7 nevner at det for lange byggeprosjekter vil være aktuelt å sette referansetidspunkt for beregning av nåverdi til ferdigstillestidspunkt av bygget. Det vil si at de løpende prosjektkostnadene fremdiskonteres til ferdigstillestidspunkt.

Alternativt kan byggeperioden inkluderes i analyseperioden, slik at de forskjellige anskaffelseskostnadene behandles på tilsvarende måte som årlige kostnader i forbindelse med forvaltning, drift, vedlikehold og utvikling. Referansetidspunkt settes da til tidspunktet før bygging ved  $t=0$ .

### Levetidsbegrep

Brukstiden til en bygning er den reelle levetiden, og er bestemt av teknisk, funksjonell, estetisk og økonomisk levetid, avhengig av hvilket kriterium som inntreffer først. Den tekniske levetiden er bestemt av materialkvalitet, design, utførelse, vedlikehold og miljøpåvirkninger.

Videre er den funksjonelle levetiden bestemt av endrede krav fra bruker og myndigheter. Estetisk levetid er bestemt av trender og design, og den økonomiske levetiden bestemmes av det tidspunkt der årskostnader ved å beholde bygget overskrider årskostnaden til en eventuell utskifting. I LCC



beregninger er det derfor brukstid som legges til grunn, og av erfaringer pleier den funksjonelle levetiden å være mer bestemmende enn den tekniske levetiden. [34]

Levetidskostnader er delt inn i flere grupper:

- Kapitalkostnader:
  - Prosjektkostnader og restkostnad
- Forvaltningskostnader:
  - Skatter, avgifter, forsikringer og administrasjon
- Driftskostnader:
  - Renhold, løpende drift, energi, vann/avløp, avfallshåndtering, vakt og sikring, utendørs
- Vedlikeholdskostnader:
  - Planlagt vedlikehold, utskiftning og utendørs
- Utviklingskostnader:
  - Løpende ombygging, oppgradering, pålegg og krav fra det offentlige

Eventuelt kan kostnader i forbindelse med kjernevirksomheten og potensiale i eiendommen inkluderes i levetidskostnadsbildet. Slike kostnader inngår i «Facility management». [34]

## 3.12 Miljøpåvirkning

### 3.12.1 EPD

En EPD er et dokument som oppsummerer miljøbelastningen til et produkt. EPD står for «Environmental Product Declaration» og blir på norsk kalt miljødeklarasjon. I Norge regulerer TEK krav til dokumentasjon av byggematerialer. Ved bruk av EPDer kan man dokumentere livsløpet til et produkt; ved produksjon, bruksfase og ved avhending. Hver fase er delt opp i ulike prosesser som inngår i fasen, se Figur 3.17. Kravene til hvordan en EPD skal lages er spesifisert i ISO-standard 14025. [35]

Ved sammenligning av EPDer knyttet til bygningsmaterialer er det viktig at produktene har samme utforming og dimensjon. Hvis det skal sammenlignes ulike typer av samme materiale er det viktig at det tas hensyn til fasthet, bestandighet og evt. armeringsmengde. For å gjøre gode sammenligninger må det være klarhet i hvilke forutsetninger og begrensninger som ligger til grunn i EPDen. Funksjonell enhet<sup>1</sup> og systemgrenser<sup>2</sup> er to grunnleggende faktorer i en EPD. En EPD lages på grunnlag av en livsløpsanalyse (LCA).

---

<sup>1</sup> Produktets ytelse i forhold til en bestemt brukers krav

<sup>2</sup> Involverte livsløpstrinn og prosesser

Produktfase			Konstruksjon installasjon fase		Bruksfase							Slutfase				Etter endt levetid
Råmaterialer	Transport	Tilvirkning	Transport	Konstruksjon installasjon fase	Bruk	Vedlikehold	Reparasjon	Utskiftinger	Renovering	Operasjonell energibruk	Operasjonell vannbruk	Demontering	Transport	Avfallsbehandling	Avfall til sluttbehandling	Gjenbruk-gjenvinning-resirkulering-potensiale
A1	A2	A3	A4	A5	B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7	C1	C2	C3	C4	D

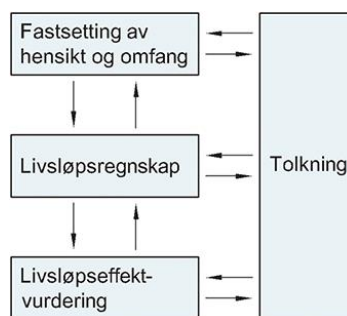
Figur 3.17 Systemgrenser i EPD [EPD-Norge]

### 3.12.2 LCA

LCA står for Life Cycle Assessment og blir på norsk kalt livsløpsanalyse. LCA er en analysemetode hvor det lages et helhetsbilde av et produkts totale miljøpåvirkning gjennom dets levetid. Det innebærer produktets livssyklus fra råvareutvinning, produksjonprosesser, bruksfase og avhending, inklusive all transport og energibruk. LCA gjennomføres etter ISO-standardene 14040 og 14044. En LCA utarbeides for å relatere utslippene til en funksjonell enhet slik at det blir mulig å sammenligne ulike måter å oppfylle samme krav på.

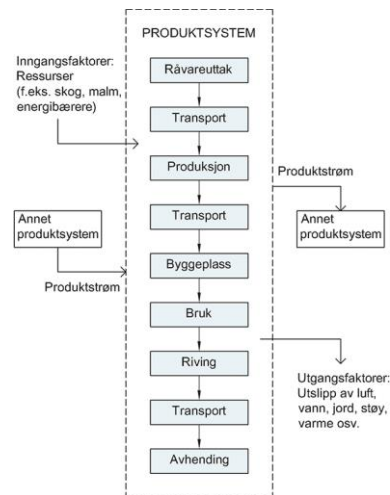
Byggforsk definerer LCA-metoden som fire faser:

1. *fastsetting av hensikt og omfang*
2. *livsløpsregnskapsfasen: sette opp et regnskap for ressurser som benyttes til framstilling og tilhørende utslipp for et produkts livsløp*
3. *livsløpseffektvurderingsfasen: evaluere de potensielle miljøpåvirkningene – for eksempel bidrag til global oppvarming – som følge av ressursbruk og utslipp*
4. *tolkningsfasen: tolke regnskapet og de potensielle miljøpåvirkningene*



Figur 3.18 Faser i en livsløpsanalyse [Byggforsk]

I fase 1 legges rammene for analysen. Her klargjøres hva som er målet med analysen og hva som er funksjonell enhet. Videre bestemmes systemgrensen som angir hva som inngår i produktsystemet og hva som tilhører et annet produktsystem som da ikke er med i analysen, se Figur 3.19.



Figur 3.19 Systemgrense for et produkt [Byggforsk]

I fase 2, *livsløpsregnskapsfasen*, samles det inn data over hvor mye materialer og energi som kreves for å tilvirke produktet, og mengde avfall og utslipp som produseres.

I fase 3, *livsløpseffektvurderingsfasen*, synligjøres potensielle miljømessige konsekvenser ved forbruket av energi, materialer og utslipp knyttet til produktet. Dette er en svært detaljert prosess hvor ressursforbruk og utslipp deles inn i en effektkategori. Her omregnes innhentete data fra *livsløpsregnskapsfasen* om til en felles faktor (ofte CO<sub>2</sub>-ekvivalenter). Resultatet av livsløpseffektvurderingen er en sum av miljøpåvirkningene for alle prosessene i et produktsystem.

I fase 4, *tolkningsfasen*, lages sammendrag av resultatene i livsløpseffektvurderingsfasen og livsløpsregnskapsfasen. Her vurderes resultatet opp imot hensikten til analysen og man trekker konklusjoner.

## 4 Forskerspørsmål

Hvordan vil bruken av massivtre i et moderne leilighetsbygg påvirke kostnader og miljøbelastninger sammenlignet med et tilsvarende bygg i betong og stål?

For å svare på dette spørsmålet må vi se nærmere på følgende punkter:

- Hvordan vil et bæresystem i betong og stål utføres for å gi et representativt sammenligningsgrunnlag mot tilsvarende løsning i massivtre?
- Hvilke økonomiske og miljømessige fordeler og ulemper forekommer ved bruk av massivtre som konstruksjonsmateriale?

## 5 Case/Materialer

Ved oppstart av masteroppgaven ble det arrangert møte med eksternveileder og oppgavegiver, BGM Arkitekter og HEMATO AS. Her ble det satt retningslinjer og rammer til innholdet i oppgaven. Skonnertvegen Hageby i Grimstad ble satt som case-prosjekt. Skonnertveien Hageby er tegnet av BGM Arkitekter, og HEMATO og Kaspar Strømme var entreprenører på prosjektet.

Det var et ønske fra forskerne at oppgaven skulle inneholde dimensjonering og statiske beregninger, i tillegg til en analysedel. Det ble bestemt at oppgaven skulle omhandle analyse av kostnader og miljøpåvirkninger av ulike konstruksjonsmaterialer. Skonnertveien Hageby er bygd med massivtreelementer. Planløsningen for bygget var et godt utgangspunkt for at forskerne kunne prosjektere en konvensjonell løsning basert på de samme arkitekttegningene, som videre kunne brukes til å sammenlignes med massivtreløsningen.

### 5.1 Skonnertveien Hageby

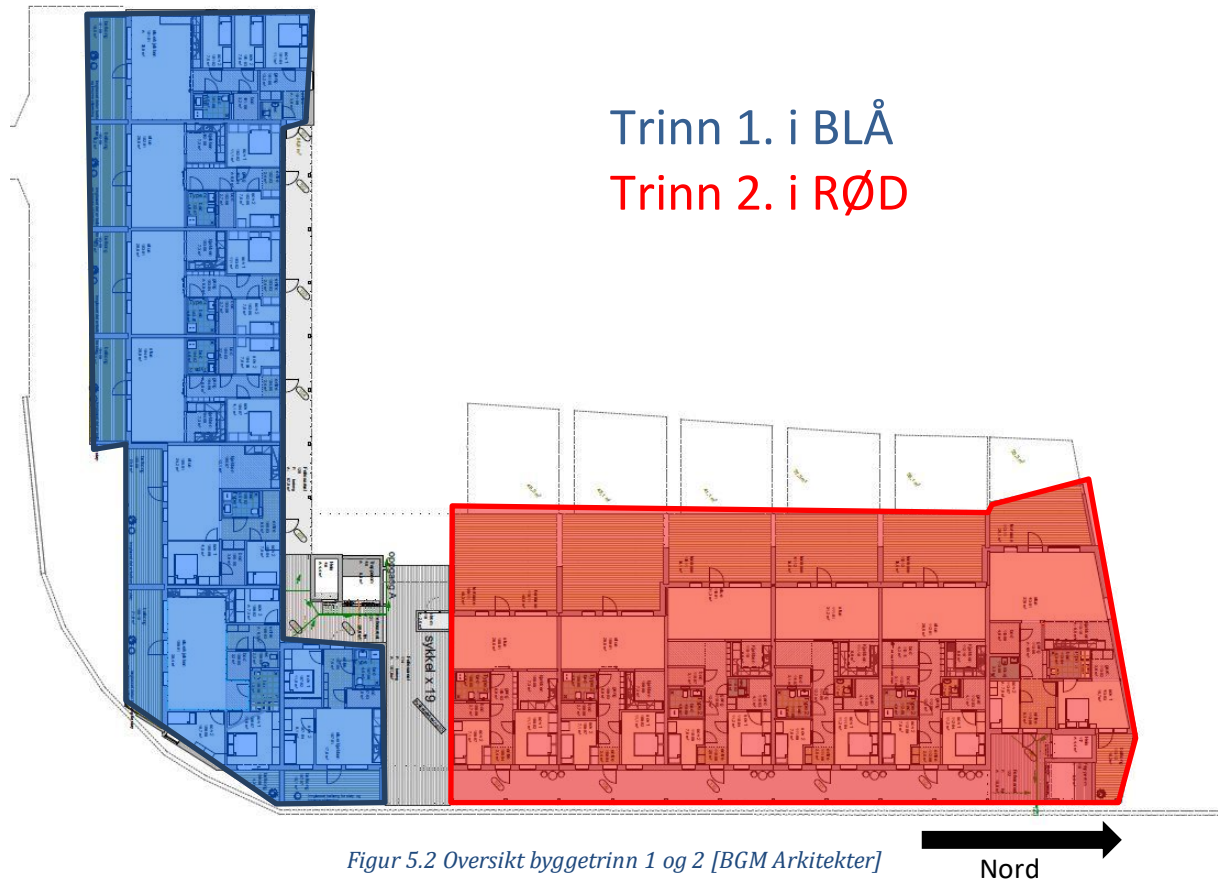
Skonnertveien Hageby er et leilighetskompleks i massivtre. Prosjektet ligger i Grimstad sentrum og består av fire byggetrinn. Trinn 1 og 2 stod ferdig sommeren 2017. Trinn 3 har byggestart januar 2018, og trinn 4 er under planlegging.



Figur 5.1 Skonnertveien Hageby [BGM Arkitekter]

### 5.1.1 Valg av Case-prosjekt

Det er trinn 1 og trinn 2 som denne oppgaven benytter som case-prosjekt. Trinn 1 og 2 består av en leilighetsdel i massivtre med åpen parkeringskjeller i plaststøpt betong. Leilighetsbyggets trinn 1 består av 17 leiligheter fordelt over 2 etasjer, og trinn 2 består av 18 leiligheter over 3 etasjer.





## 5.1.2 Fasader Skonnertveien Hageby trinn 1. og 2.

*Figur 5.3 Fasade Nord [BGM Arkitekter]**Figur 5.4 Fasade Øst [BGM Arkitekter]**Figur 5.5 Fasade Syd [BGM Arkitekter]**Figur 5.6 Fasade Vest [BGM Arkitekter]*

### 5.1.3 Nøkkelinformasjon om case-prosjektet

- Trinn 1 og 2 av Skonnertveien Hageby
- Bærende konstruksjon i massivtre
- 35 leiligheter fordelt på de to trinnene
- Prosjektet etter TEK10
- Byggetid på 9 måneder
- Ferdigstilt sommeren 2017

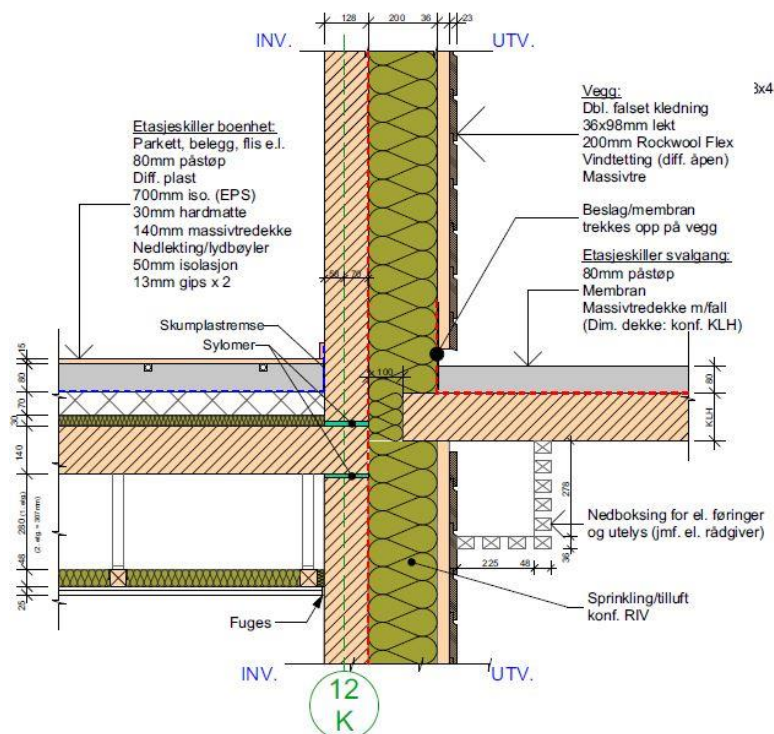
### 5.1.4 Oppbygning av bygget

#### Utvendige og bærende konstruksjoner

Bygningen har et lett skrående tak i massivtre med fall til utvendig taknedløp, tekket med PVC og takpapp. Ytterveggene består av isolerte massivtrevegger etter TEK 10, kledd med stående og liggende kledning, med innslag av fasadeplater og pussede flater.

#### Yttervegg og etasjeskillere

Figur 5.7 viser oppbygningen av yttervegg, svalgang og innvendig etasjeskiller. Massivtreytterveggene er isolert med 200mm isolasjon og dekt med falset kledning. De innvendige etasjeskillerne består av påstøp, EPS, massivtredekke, 50mm isolasjon og gips. Svalgangen består av et massivtredekke med 80mm påstøp i betong. I denne figuren ser man også hvordan Sylodyn er lagt mellom elementene for å dempe lyd.

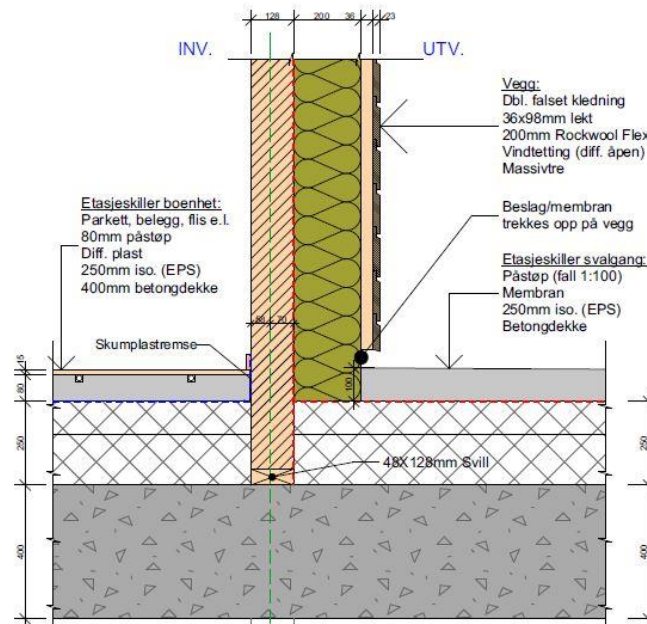


Figur 5.7 Yttervegg og etasjeskiller [Hemato]



### Dekket over parkeringskjeller

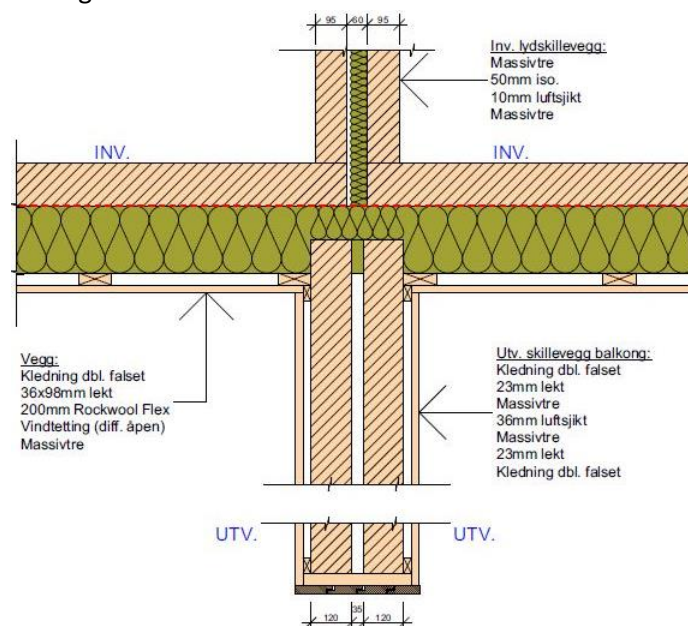
Figur 5.8 viser dekket over parkeringskjeller i en boenhet som består av 80mm påstøp, 250mm EPS og et 400mm betongdekke. Svalgangen består av en 100mm påstøp med fall, 250mm EPS og 400mm betongdekke. I denne figuren ser man også at det er lagt 48X128mm sviller på dekket som massivtreveggenes forankret til.



Figur 5.8 Gulv mot grunn [Hemato]

### Skillende inner- og yttervegger

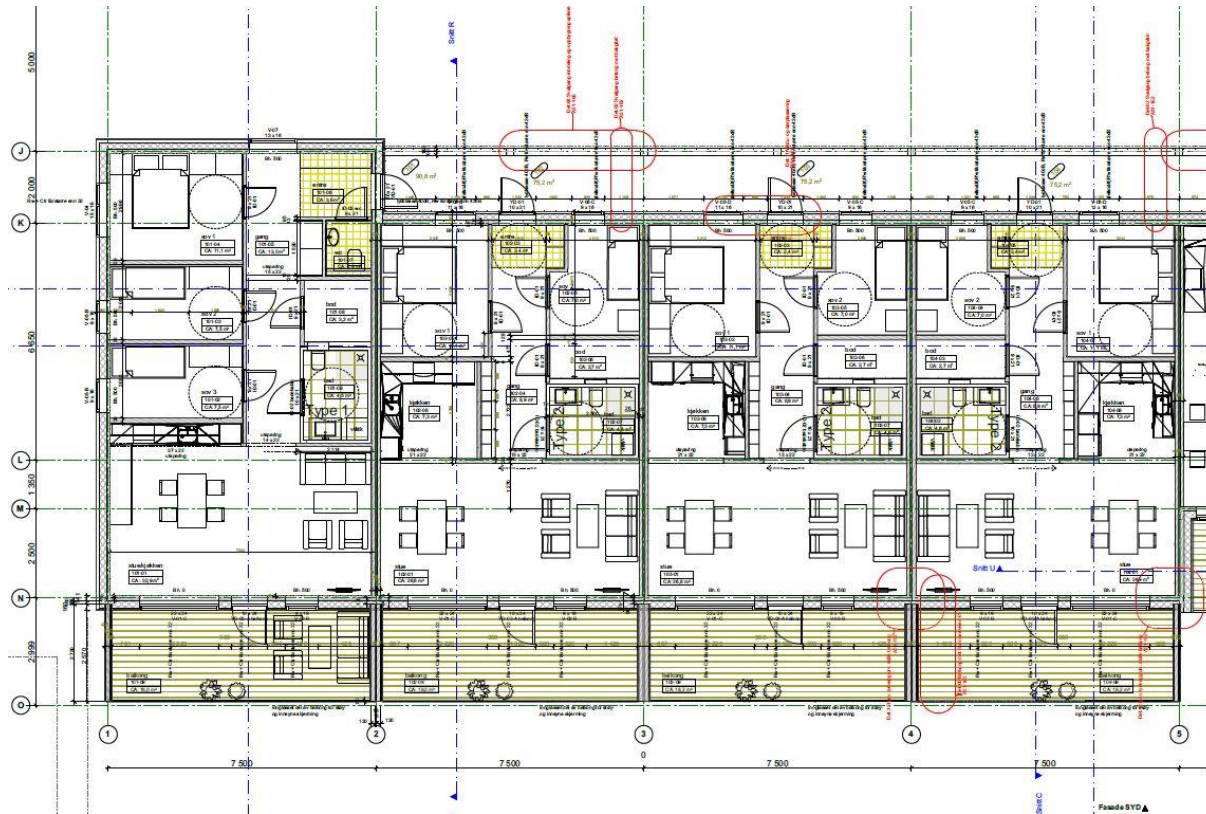
Figur 5.9 viser skillende massivtrevegger mellom boenhetene. En innvendig skillevegg består av to 95mm massivtrevegger med 60mm isolasjon i mellom. Balkongskilleveggene ute består av to 120mm massivtrevegger med 35mm luftspalte i mellom. I denne figuren ser man også hvordan ytterveggene er isolert med tilnærmet ingen kuldebroer.



Figur 5.9 Skillende massivtrevegger [Hemato]

## Planløsning

I vedlegg kapittel 12 Vedlegg Filer fra HEMATO og BGM Arkitekter finnes planløsningen for både trinn 1 og trinn 2. Figur 5.10 hvis et utdrag av planløsningen for førsteetasje i trinn 1. De fleste leilighetene er 7,5 meter brede med noe varierende lengde.



Figur 5.10 Planløsning vestre del, trinn 1. [BGM Arkitekter]

## 5.2 Utarbeidelse av en alternativ versjon

Kalkyler for bygg med tradisjonelle løsninger kan utarbeides på bakgrunn av erfaringsbaserte tall. Slike tall fremkommer som et resultat av årrekker med lignende byggerier, og som fører til at kalkyler enkelt kan utarbeides allerede i skisseprosjektet basert på bygningstype og geometri. Det er derfor blitt vanlig å utarbeide kalkyler i alle faser av et byggeprosjekt for å sikre at avgjørelser tas på bakgrunn av estimerte konsekvenser på et kvantitativt nivå underveis.

Ettersom bransjen allerede har utarbeidet og innsamlet en lang rekke med data for konvensjonelle bygningstyper med tradisjonelle løsninger, er det derimot vanskeligere å estimere kostnader for tilsvarende bygging med massivtre før fremdriftsplan og byggeløsninger foreligger. Dette kan igjen føre til at massivtre ikke blir sett på som et alternativ, ettersom den økonomiske risikoen i starten av prosjektet er for stor. Ved å prosjektere en skreddersydd versjon i stål og betong av et allerede eksisterende bygg i massivtre, er det mulig å belyse eventuelle forskjeller basert på allerede eksisterende erfaring fra massivtrebygget, og estimerer for den tradisjonelle versjonen.

### 5.2.1 Begrensninger

På grunn av byggets størrelse og kompleksitet, var besvarelsen av forskerspørsmålet avhengig av å utarbeides innenfor visse begrensninger. Det ble derfor sett bort fra den plasstøpte parkeringskjelleren ved sammenligningen. Dette ble gjort fordi det var antatt at parkeringskjellerens utforming og dimensjoner ikke ville endres i betydelig grad, samt at fundamenteringen og grunnforholdene ikke ble sett på som spesielt utfordrende.

Denne begrensningen forutsetter at valgt av bæresystem for de overliggende leilighetene tilpasses den underliggende parkeringskjelleren med tanke på lastoverføring. Det var også viktig å legge vekt på at utformingen av den alternative versjonen i stål og betong skulle være et realistisk og sannsynlig alternativ basert på byggets utforming og arkitektoniske uttrykk, så vel som tekniske aspekter.

Det ble valgt å begrense perspektivet til investeringskostnader fra start til ferdigstillelse, ettersom det var antatt at flere faktorer i forbindelse med FDVU forholdes likt mellom de to byggene.

En detaljert fremdriftsplan på den konvensjonelle versjonen av bygget ble ikke utarbeidet, ettersom en slik plan krever detaljert informasjon om interne og eksterne faktorer i forhold til prosjektgruppen. Å estimere byggetid på detaljnivå er en meget tidkrevende prosess, som dermed ikke er tatt med i oppgavens omfang. Byggetiden ble derfor estimert ved hjelp av informanter med kunnskap og erfaring innenfor betong- og stålbyggeri basert på den utarbeidede konvensjonelle versjonen.

### 5.2.2 Forutsetninger og antagelser

For at de to løsningene skal være sammenlignbare er det viktig å sikre at byggene konkurrerer på samme grunnlag. Ettersom byggherre og bruker forventer en viss kvalitet, er det viktig å sikre at forholdet mellom oppnådd kvalitet og forventet kvalitet samsvarer mellom de to byggene. Hvordan en måler kvalitet kommer helt an på hvordan byggherre og bruker tolker ordet i konteksten av bygget. Sammenligningen av de to løsningene er derfor avhengig av forutsetninger som legges til grunn for at en kvantitativ sammenligning skal være gyldig. I praksis vil ikke en kvantitativ sammenligning være altomfattende, så det er dermed nødvendig å legge forutsetninger til grunn. Disse forutsetningene innebærer antagelser om konstanter og tilnærminger som brukes for å forenkle dynamikken i to forholdsvis ulike byggeprosjekter.

Som en forenkling, ble det sett på som tilstrekkelig å anta at de tekniske installasjonene forholdes like mellom de to løsningene. Dette innebærer føringer for vannbåren varme, energiforsyning, elektriske installasjoner og VVS. Dette valget ble diskutert med prosjektleder på det opprinnelige bygget presentert i case, og ble sett på som en valid antagelse. Det er derfor nødvendig å konstruere bygningskroppen til den konvensjonelle versjonen etter massivtre-løsningens U-verdier og kuldebroverdier. Dette vil føre til at kostnader til energiforsyning under bruk vil være tilnærmet like mellom de to løsningene. Det ble heller ikke foretatt noen endringer på planløsningene, ettersom byggets nettoareal og funksjon ideelt skal samsvare for at byggene skal være sammenlignbare. Det ble derfor ikke foretatt justeringer av vinduer og dører. Disse ble dermed satt som konstant og ikke medregnet i kalkylen.

Kostnader til drift av byggeplass og byggeplassadministrasjon ble regnet inn som forholdstall mellom den faktiske byggetiden for massivtreløsningen og den estimerte byggetiden på den konvensjonelle versjonen.

## 6 Metode

I dette kapitlet beskrives hvilke ulike metoder som er benyttet for å kunne besvare forskerspørsmålene i denne oppgaven.

### 6.1 Reliabilitet og validitet

For å kunne svare på forskerspørsmålene er det valgt å se på ett konkret byggeprosjekt. Det er ønskelig at resultatet for denne oppgaven skal ha en ekstern validitet. Det vil si at resultatet også er gyldig for andre lignende tilfeller. For å oppnå dette er det derfor valgt et representativt byggeprosjekt som lar seg generaliseres på en god måte. Ved å prosjektere byggeprosjektet i en konvensjonell løsning i betong og stål, basert på de samme arkitekttegningene som er benyttet i massivtreprosjektet, minimaliserer man ulikheter som gjør det vanskelig å gjøre en god sammenligning.

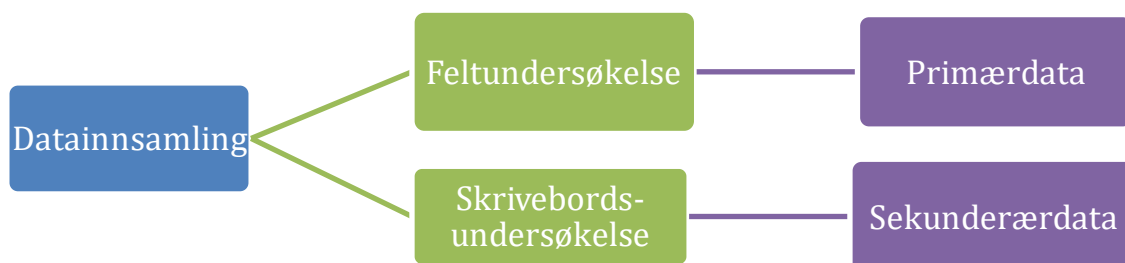
Hvor pålitelige resultatene er avhenger av de kvantifiserbare dataene som blir hentet inn, og hvordan disse blir fremstilt i analysen. For å sikre en høy reliabilitet er informasjon og data hentet fra flere ulike kilder. Den viktigste kilden er Norsk Prisbok som baserer seg på en oppdatert prisdatabase og inneholder bred og mangfoldig prisinformasjon vedrørende kostnader for et byggeprosjekt.

### 6.2 Metodisk tilnærming

Prosjekteringsdelen av oppgaven bygger på mange byggetekniske valg som er gjort etter anbefalinger og drøfting med veileder og andre informanter. Dette er gjort for å oppnå et mest mulig reelt og representativt resultat. Dette er en velegnet kvalitativ metode som er benyttet mye i denne oppgaven.

Analysedelen av oppgaven baserer seg hovedsakelig på kvantifiserbare data som er hentet hos BGM Arkitekter, HEMATO, J.B. Ugland og Norsk Prisbok. Det har blitt foretatt kostnad- og miljøanalyser.

### 6.3 Datainnsamling



Figur 6.1 Prosess datainnsamling

I en oppgave som denne er det fordelaktig med både primærdata og sekundærdata for å få et helhetlig bilde. Primærdata er data som forskerne har samlet inn med å gjøre egne undersøkelser. Disse dataene

er unike for det aktuelle caset. Det er også innhentet sekundærdata for å skaffe kontekst til den primærdataen som er hentet inn.

### 6.3.1 Drøfting og intervju med informanter fra byggenæringen

Det har jevnlig vært arrangert møter med veileder og andre informanter for å diskutere ulike problemer og spørsmål som har fremkommet underveis i oppgaven. Møtene har ofte basert seg på konkrete spørsmål som har blitt drøftet og diskutert i plenum mellom forskerne og informantene. I vedlegg finnes det referater.

### 6.3.2 Undersøkelser

Det har blitt foretatt intervjuer med representanter for ulike aktører involvert i utbygging av leilighetsbygg i betong og stål. Dette var nødvendig for å få inn primærdata knyttet til prosjektering av bygg i betong og stål, og leilighetsbygg generelt. I tillegg måtte det gjøres undersøkelser for å kartlegge hva som gjelder som «konvensjonelle løsninger» i bransjen og hvordan disse gjennomføres. I vedlegg finnes det referater.

### 6.3.3 Oppslagsverk og litteratur

#### **Eurokode**

Eurokode er en europeisk standard-serie for prosjektering av konstruksjoner og dokumentasjon av produkters bæreevne og styrke. I denne oppgaven har vi benyttet Eurokode 0, 1, 2 og 3 til dimensjoneringsformål. Eurokode forkortes i denne oppgaven med EC.

#### **Byggteknisk forskrift**

Byggteknisk forskrift (TEK) er en forskrift om tekniske krav til byggverk trekker opp grensen for det minimum av egenskaper et byggverk må ha for å kunne oppføres lovlig i Norge. Forskriften gir funksjonskrav, men i mange tilfeller er funksjonskravene også fortolket og gitt som ytelseskrav i forskriften.

#### **Norsk Standard**

Norsk Standard, forkortet NS, er en serie standarder utgitt og utarbeidet av Standard Norge, som beskriver regler og bestemmelser for et produkt, en tjeneste eller en arbeidsprosess. Bruk av Norsk Standard er imidlertid frivillig, og overensstemmelse med TEK kan dokumenteres på annen måte.

#### **Sintef Byggforsk**

Sintef Byggforsk er en ledende forskningsinstitusjon som formidler standardiserte løsninger og kunnskap til byggenæringen. Publikasjonene inneholder erfaringer og resultater, og omhandler flere ulike byggematerialer. Publikasjonene er laget ut ifra håndbøker, standarder, rapporter og faktabøker.



### **Betongelementboken**

Betongelementboken er et bind med bøker utarbeidet av Betongelementforeningen. Boka fungerer som konstruksjonshåndbok for betongelementer og er et verktøy for konstruktører og andre aktører i byggeprosjektene. Bindene inneholder blant annet grunnleggende informasjon og norske krav, erfaringer, dimensjoneringsmetoder og dimensjoneringsseksempler.

### **Norsk Prisbok**

Norsk Prisbok er en oppdatert prisdatabase og inneholder bred og mangfoldig prisinformasjon vedrørende kostnader for typiske byggeprosjekt. Databasen oppdateres to ganger årlig for å sikre korrekte markedspriser og miljøbelastninger. Innholdet består av ferdigkalkulerte elementer, prislinjer, tider, reseptmengder, livssyklus kostnader og «carbon footprint»-verdier, samt erfaringspriser pr. m<sup>2</sup> BTA for ulike bygningstyper i.h.t NS 3457, *Klassifisering av byggverk*. Norsk Prisbok er designet for å kunne benyttes i flere prosjektfaser – fra kostnadsvurdering i tidligfasen av ett eller flere prosjektkonsepser basert på overordnede nøkkeltall, til vurdering av bæresystem i en bygning og sammenligning av kostnader for ulike ytelse- og kvalitetsvalg.

## 6.4 Programvare

### **ISY Calcus**

ISY Calcus er et kalkyleverktøy utarbeidet av Norconsult Informasjonssystemer i samarbeid med AS Bygghanalyse. Programmet er utviklet for å forenkle tidligfasevurderinger, og kan detaljeres gradvis basert på oppdatert informasjon underveis i prosjektet. Programmet bygger på NS3420 koder i form av prislinjer, som inneholder informasjon om enhetspriser, kjøpte tjenester, timepriser og påslag for alle typer utstyr og bygningskomponenter i forbindelse med prislinjen. En prislinje kan for eksempel være bindingsverk i en klimavegg. I tillegg inneholder prislinjene informasjon om miljøbelastninger forbundet med materialbruk og aktiviteter som inngår i prislinjen. Miljøbelastningene er gitt som CO<sub>2</sub>-ekvivalenter og baserer seg på markedsgjennomsnittlige verdier fra råvareutvinning til ferdig produkt, som oppdateres to ganger i året. [33]

Videre inngår prislinjene i elementer, som er samlinger av ulike prislinjer. Elementene kan da være komplette bygningskomponenter som klimavegger og dekker, basert på oppbygning og reseptverdier av forskjellige prislinjer. I programmet er det også mulig å hente ut malprosjekter basert på type, som for eksempel leilighetsbygg i prefabrikkert betong med 3 etasjer over åpen parkeringskjeller. Slike prosjekter kan brukes til å vurdere forventede kostnader av byggeprosjekter i tidligfaser basert på bygningens geometriske verdier som brutto- og nettoareal, og type bygning, før mer detaljerte strukturelle valg er tatt. [33]

Videre kan kalkylen detaljeres fortløpende når mer informasjon dukker opp.

ISY Calcus benytter Norsk Prisbok som database. Flere av elementene som ligger inne i databasen baserer seg på erfaringsbaserte tall fra lignende prosjekter. [33]

### **Autodesk Revit**

Autodesk Revit er et bygningsinformasjonsmodelleringsverktøy (BIM) utviklet av Autodesk. Programmet er benyttet til å modellere et leilighetskompleks med bæresystem av betong og stål.

### **Autodesk Robot Structural Analysis**

Programmet kan brukes til å utføre detaljerte strukturelle beregninger av en gitt konstruksjon, basert på laster og innspenningsnivåer mellom bygningskomponentene. Programmet utfører beregninger ved FEM, og kan verifisere og optimalisere bygningskomponenter etter gjeldende standarder. Programmet ble i denne oppgaven brukt til å finne moment-, skjær og normalkraftdiagrammer for enkelte bygningskomponenter for å designe og kontrollere stålkonstruksjonene etter NS-EN 1993-1-1.

### **Solibri Model Checker**

Solibri Model Checker er utviklet for bruk i BIM-prosjekter. Solibri er et verktøy for å analysere, visualisere og kvalitetsikre bygningsinformasjonsmodellen. Programmet baseres på IFC, som er et åpent filformat. Solibri Model Checker har i oppgaven blitt benyttet til å visualisere og å hente ut mengdelister fra modellen i massivtre gitt av BGM Arkitekter og HEMATO.

### **MatLAB**

Matlab er et beregning- og analyseprogram med et eget programmeringsspråk. I denne oppgaven ble programmet brukt til å lage enkle algoritmer som verifiserer bygningskomponenter som hulldekker og stålkomponenter basert på de indre belastningene funnet i Robot Structural Analysis. Programmet opererer hovedsakelig med matriser og vektorer, som gjør det mulig å foreta store mengder utregninger basert på logiske sammenhenger og systemer ved hjelp av looper og funksjoner.

## **6.5 Håndberegning**

### **Dimensjonering av bygningselementer**

På bakgrunn av behovet for et realistisk sammenligningsgrunnlag, ble det valgt å gjøre strukturelle beregninger av det alternative byggets bæresystem. Utregningene omfatter dimensjonering og verifisering av armering i hulldekker med større utsparinger. Hulldekkene kontrolleres etter NS-EN 1992-1-1 som presentert i kapittel 3.3.5.

Stålbjelker og søyler dimensjoneres etter NS-EN 1993-1-1 som presentert i kapittel 3.4.4 til 3.4.6.

### **Dimensjonering av varmeisolasjon**

Basert på bygningskomponentenes varmeisolerende egenskaper, ble nødvendige isolasjonstykkelser dimensjonert etter NS 3031. Beregningene begrenser seg til hovedkonstruksjonens egenskaper, og blir ikke korrigert for eventuelle festemidler, fuktnivåer og lekkasjer.



## 7 Resultat

### 7.1 Prosjektering av den konvensjonelle versjonen

På bakgrunn av behovet for et realistisk sammenligningsgrunnlag, ble det foretatt forenklete, strukturelle beregninger av den alternative versjonen av Skonnertveien Hageby. Beregningene omfatter bjelker, søyler og strekkstag i stål, samt hulldekkeelementer ved utsparinger til tekniske føringer. Betongveggene ble antatt dimensjonert etter oppleggskravet til dekkeelementene, og ble derfor ikke undersøkt nærmere.

Ettersom en av forutsetningene for den konvensjonelle løsningen var at parkeringskjelleren skulle forbli uforandret, var det naturlig å utnytte det allerede eksisterende aksesystemet til massivtreversjonen. Ved å benytte leilighetskilleveggene som vertikal hovedbæring og horisontal avstivning, kan lastene naturlig føres ned i fundamentene uten betydelige ekstrakostnader.

Det ble også valgt å utnytte heis- og trappesjakter for å sikre ytterlig horisontal stivhet i alle retninger. Dekker og tak har enveisbæring og opplagres på innvendige skillevegger og stålbæresystem i gavlvegger. Utfyllende bindingsverk i tre benyttes i yttervegger mellom leilighetsskillevegger, med integrert bæresystem av stål i gavlvegger.

Ved prosjektering av arealer utenfor fasadeliv ble det lagt mye vekt på løsninger som forhindrer fuktproblemer, kuldebroer og lydproblematikk. Svalganger utføres derfor med et selvstendig søyle-/bjelkesystem utenfor fasadeliv, med svalgangsplate dyblet til innvendig dekkekonstruksjon gjennom et isolasjonssjikt på dekkeforkant for å sikre kontinuerlig skivevirkning. Balkongene opplagres på bjelker med strekkstag som festes til bærende innvendige betongvegger og søyler med kuldebrobrytere. Ettersom balkongene varierer i størrelser, vil større balkonger måtte opplagres på søyler integrert i balkongskilleveggene.

Tegningene nedenfor illustrerer et utvalg av detaljene for den konvensjonelle versjonens oppbygging, med plassering av søyler, bjelker, lettvegger, bærende innervegger og strekkstag. Tegningene er ment for å gi et innsyn i hvordan bæresystemet fungerer. Figurene nedenfor viser illustrasjoner over løsningene i nærheten av gavlvegger. Bygget er såpass stort at det ikke vil være hensiktsmessig å vise alle tegningene i dette kapitlet. Resten av illustrasjonene er å finne i Vedlegg 12.12

#### 7.1.1 Identifiseringssystem for bygningskomponenter

Ved utarbeidelse av den alternative versjonen i stål og betong, var det behov for å opprette et forståelig identifikasjonssystem for å identifisere og lokalisere beregnede bjelker, søyler og vegger.

På grunn av manglende tid til å lage nye plantegninger av det konvensjonelle bygget, identifiseres komponentene etter massivtrebyggets aksesystem. Ettersom bygget består av flere ulike komponenter, illustreres oppbygging av bygget med fargekoder. Fargekodene grupperer bygningskomponenter etter type, som for eksempel søyle, bjelke, yttervegg, innervegg og strekkstag. Ettersom de ikke-bærende innerveggene i leilighetene har samme plassering som massivtrebyggets innervegger, var det ikke behov for å identifisere disse veggene med fargekoder. Det er likevel verdt å

nevne at enkelte innervegger skiller seg fra hverandre med tanke på overflater som for eksempel gips og ikke gips osv. Disse forskjellene er å finne i kalkylen, ettersom formålet med de følgende illustrasjonene er å gi en oversikt over bæresystemet og bygningskroppen.

Nøyaktige dimensjoner på bygningskomponentene kommer ikke frem i tegningene, og der eventuelle bjelker befinner seg skjult i veggene, som for eksempel i gavlvegger, så er de kun tegnet inn langs veggen for å vise at det er en bjelke der. Enkelte bjelker som i svalganger er også tegnet ved siden av veggene. Disse er naturligvis ikke integrert i veggene med tanke på kuldebroer.

### **Identifisering av bjelker**

En bjelke identifiseres etter hvilket etasjenivå den bærer samt koordinatene i planet til hvor den starter og hvor den slutter. Etasjenivået settes med referanse til grunnivået i parkeringskjelleren, som da er nivå 0. Noen koordinater befinner seg innenfor et område som ikke er direkte definert med et punkt på to kryssende akser i planet. I slike tilfeller benevnes punktet med aksenummereringen til de to aksene som punktet befinner seg mellom. Dette kan illustreres med et eksempel:

Bjelke (4, 7-B, 9/10-A/B)

Det første tallet før komma beskriver hvilket plan bjelken bærer. 4 tallet betyr altså at bjelken befinner seg i 4. plan, som da er i nivå med taket. Det vil si at bjelken brukes som opplegg for takelementene. Videre betyr 7-B at bjelken starter i punkt 7-B i det nevnte etasjenivået. Deretter defineres sluttpunktet som 9/10-A/B. Det vil si at punktet ikke er definert av to kryssende akser. Sluttpunktet identifiseres da etter aksenummereringen til de to aksene som punktet befinner seg mellom. 9/10 betyr at punktet ligger mellom akse 9 og 10, og A/B betyr mellom akse A og B.

### **Identifisering av søyler**

En søyle defineres etter hvilket punkt i planet den befinner seg samt hvilke etasjenivåer søylen strekker seg mellom vertikalt. Punkter i planet som ligger mellom to akser, benevnes på samme måte som nevnt under identifisering av bjelker.

Identifisering av søyler kan illustreres med et eksempel:

Søyle (13-A/B, 1-4)

13-A/B betyr at søylen befinner seg i et punkt der akse 13 krysser et punkt mellom akse A og B. Videre betyr 1-4 at søylen starter i etasjenivå 1 og ender i etasjenivå 4, altså i nivå med taket.

### **Identifisering av vegger**

Vegger identifiseres ved å definere start- og sluttpunkt i etasjeplanet samt etasjenivåene som veggen strekker seg mellom.

Dette illustreres med et eksempel:

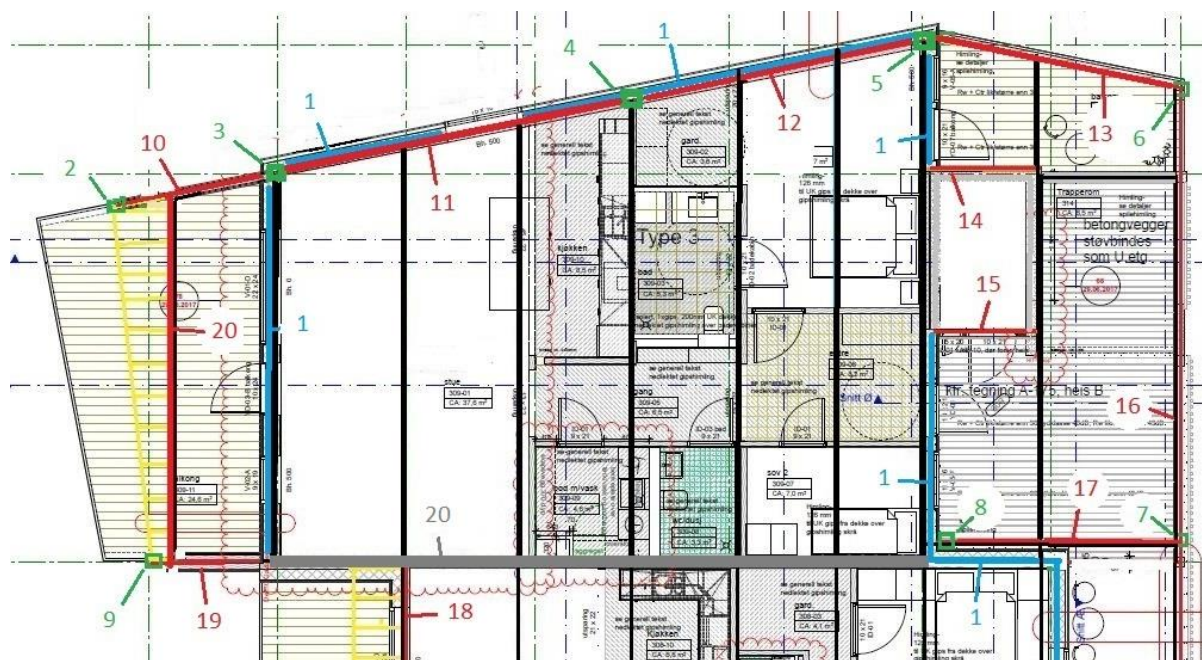
## Vegg (8/9-H, 12-H, 1-2)

8/9-H er startpunktet til vegg. Videre er 12-H sluttunktet. 1-2 betyr at veggene spenner fra etasjenivå 1 til 2.

**Oversikt etter fargekoder**

Følgende figurer beskriver betong- og stålbyggets oppbygning. Tegningene er laget opp på massivtrebyggets plantegninger for å illustrere eventuelle forskjeller, og hvor elementene er plassert. Tegningene er et utdrag fra Vedlegg 12.12, og følgende fargekoder er aktuelle:

Blå = Isolerte yttervegger i bindingsverk av tre
Sorte streker = Spennretning og skjøter av tak- og dekkeelementer
Røde streker = Stålbjelker
Røde sirkler = Utsparinger
Grønn = Stålsøyler
Grå = Bærende leilighetskillevegger i prefabrikkert betong
Oransje streker = Uisolerte yttervegger til boder i bidningsverk av tre
Oransje sirkler = Festepunkt for strekkstag på balkongbjelker
Gul = Takutstikk



Figur 7.1 Illustrasjoner for konvensjonell løsning akse A-C ved gavlvegger, for opplegg av lett-tak elementer i etasjenivå 4  
[Egne figurer]

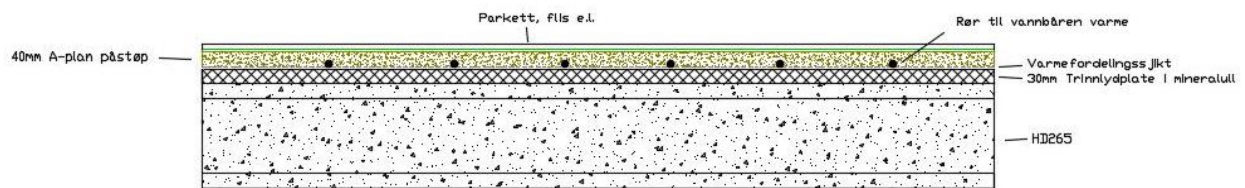
<b>1</b>	<b>Lette isolerte yttervegger i bindingsverk</b>
<b>2</b>	Stålsøyle (6-B/C, 3-4)
<b>3</b>	Stålsøyle (7-B, 1-4)
<b>4</b>	Stålsøyle (9/10-A/B, 1-4)
<b>5</b>	Stålsøyle (11-A, 1-4)
<b>6</b>	Stålsøyle (13-A/B, 1-4)
<b>7</b>	Stålsøyle (13-C, 1-4)
<b>8</b>	Stålsøyle (11-C, 1-4)
<b>9</b>	Stålsøyle (6-C, 3-4)
<b>10</b>	Stålbjelke (4, 6-B/C, 7-B)
<b>11</b>	Stålbjelke (4, 7-B, 9/10-A/B)
<b>12</b>	Stålbjelke (4, 9/10-A/B, 11-A)
<b>13</b>	Stålbjelke (4, 11-A, 13-A/B)
<b>14</b>	Stålbjelke vinkelstål
<b>15</b>	Stålbjelke vinkelstål
<b>16</b>	Randbjelke HE-140B
<b>17</b>	Stålbjelke (4, 11-C, 13-C)
<b>18</b>	Randbjelke HE-140B
<b>19</b>	Stålbjelke (4, 6-C, 7-C)
<b>20</b>	Bærende prefabrikkert betongvegg

Tabell 7.1 Identifisering av elementer i som vist i figur 7.1 [Egne tabeller]

Identifiseringstabellen i Tabell 7.1, viser kun elementer som er figur 7.1. Den gjelder derfor ikke på de andre bildene vist i vedlegg.

### 7.1.2 Innvendig dekkekonstruksjon

Innvendige dekker kan utføres på flere forskjellige måter, og valget for den endelige løsningen baserer seg først og fremst på forutsetningene lagt til grunn. Det ble prioritert en løsning med høy grad av prefabrikasjon for å redusere nødvendig forskalings- og støpearbeid på byggeplass. Dette vil igjen redusere nødvendig mannskap under montering. Av miljømessige grunner ble det også fokusert på lav materialbruk, med elementer som takler lange spennvidder. Det ble derfor valgt å benytte hulldekker med A-plan trinnlydsløsning som innvendige etasjeskillere. Denne løsningen baserer seg på at det bygges inn et trinnlydsgulv mellom etasjeskillere og slitesjikt, med oppbygning som vist i Figur 7.2.



Figur 7.2 Innvendig dekkekonstruksjon med A-plan trinnlydsgulv på hulldekke [Egne figurer]

A-plan støpen er en kalsiumsulfatbasert, selvutjevne masse, som er et alternativ til tradisjonell betongpåstøp. Løsningen er et miljøvennlig alternativ, og krever tynnere påstøp enn tradisjonell betong på grunn av sin styrke. Dette resulterer også i et slankere bæresystem. [36] Rør for vannbåren varme legges på trinnlydsplate av mineralull med varmfordelingssjikt av aluminiumsfolie, og støpes inn i den selvutjevne massen.

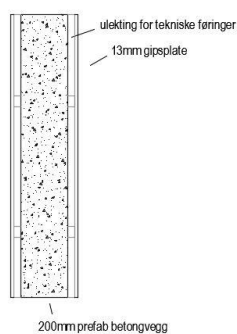
Nødvendig hulldekkedimensjoner ble funnet ved overslagsdimensjonering av de mest belastede elementene i bygget. Nedsenkninger av sluk under badekabin og utsparinger til tekniske føringer gjennom dekket medførte behov for lokale kontrollberegning av elementenes restkapasitet. Dette ble gjort for å vurdere behovet for ekstra bæring i form av utvekslingsbjelker eller stålbjelker og søyler der det måtte være nødvendig.

Utfyllende informasjon om beregningsgangen er vist i appendix X. Resultatene av beregningene medførte en nødvendig hulldekkedimensjon på HD265 basert på de mest belastede elementene.

### 7.1.3 Leilighetsskillevegger

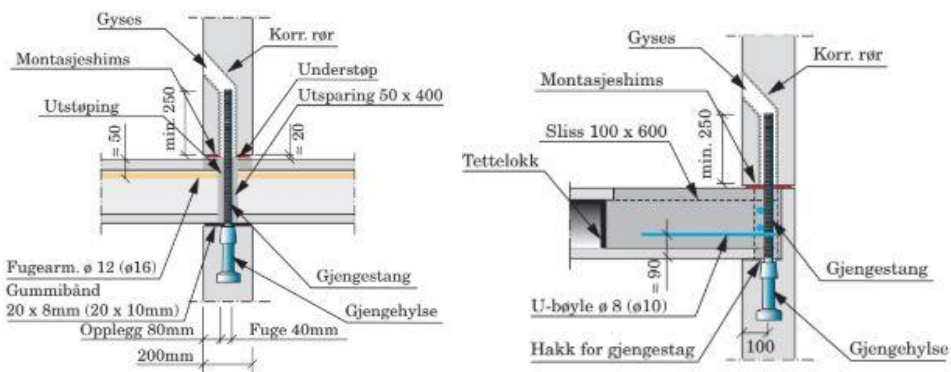
Forutsetningen ved valg av bærende skillevegger mellom leilighetene baserer seg på bruken av en løsning med minimal mellomlagring av utsyr og materialer, samt enkel montering med minimal støping på byggeplass. Det ble også fokusert på lav materialbruk for å redusere miljøpåkjenningene. Det ble derfor valgt en løsning med prefabrikkerte veggelementer i betong.

Tekniske føringer lar seg ikke støpe inn i veggene, så det er dermed nødvendig å fore ute veggene. Dette løses med utlekting og gipsplate som vist på Figur 7.3.



Figur 7.3 Leilighetsskillevegger i prefabrikkerte betongelementer med utlekting for tekniske føringer [Egne figurer]

Ettersom bygget er såpass lavt, med maksimalt tre etasjer over parkeringskjeller var det antatt at den nødvendige oppleggsbredden til hulldekkene var dimensjonerende for veggykkelsen og ikke nødvendigvis belastningen. Hulldekker opplagret på betongvegger krever utstøpt fuge på minimum 40mm for gjengestag. Dette medfører at nødvendig fugebredde og tilstrekkelig oppleggsbredde for hulldekke krever minimum 200 mm tykke betongvegger.



Figur 7.4 Oppleggsdetaljer for hulldekker på bærende betongvegger [10]

#### 7.1.4 Yttervegger

Den opprinnelige versjonen i massivtre er prosjektert etter kravene i TEK10. For å sikre et godt sammenligningsgrunnlag, var det derfor nødvendig å prosjektere et klimaskall med tilnærmet lik varmemotstand som massivtreløsningen. Det ble valgt å benytte lett-vegger av bindingsverk i tre med innvendig påføring. Nødvendig isolasjonstykkelse ble beregnet med utgangspunkt i de tilsvarende massivtreveggenes U-verdi.

Metoden med ikke-homogene sjikt er egentlig ikke gyldig for vegger med komponenter av stål, som er tilfellet i gavlvegger. Beregningene ble derfor gjort utenfor standarden, der søylenes kuldebroer ble inkludert i beregningene. Kuldebroverdier av stålsøyler integrert i bindingsverk av tre er hentet fra Byggforsk 472.701. Beregningene ble da gjort med utgangspunkt i ikke-homogene sjikt metode sett bort fra søylene, der verdien av kuldebroen fra søylene er lagt til som tillegg på den beregnede U-verdien.

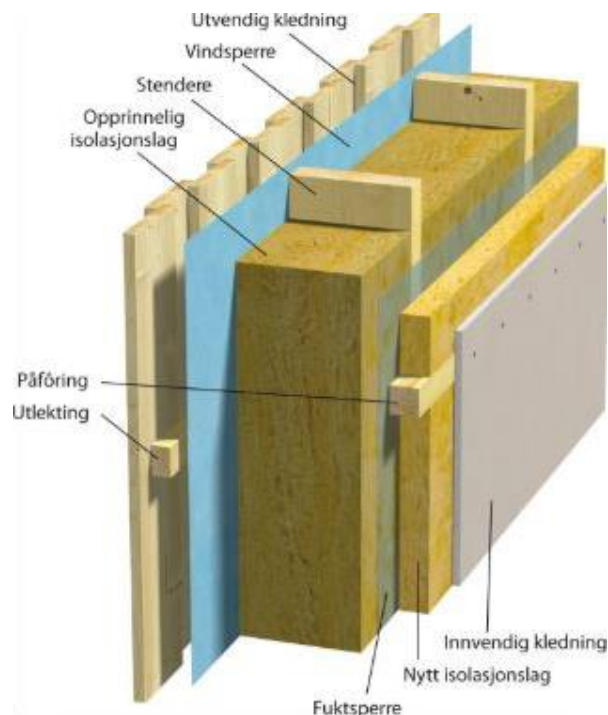
Tabell 7.2 viser beregningsresultatene for utvalgte vegger der det er tatt hensyn til redusert varmemotstand rundt dør- og vindusåpninger.

Kortvegger mot svalgang er utført i prefabrikkert betong med utvendig isolasjon for å oppnå samme U-verdi som tilsvarende vegg i massivtre.



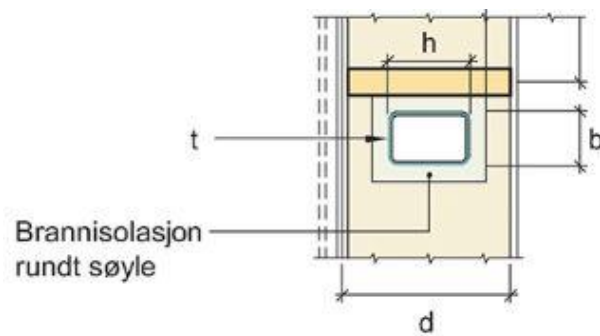
Vegg 1-J, 1-N, 1-2	
<b>Bindingsverk i gavlvegg:</b> 70mm innvendig påforing, 48x200 c/c 600 isolert bindingsverk med 3 stk. HUP 180x100x5, vindsperre og ventilert luftsjikt bak stående kledning	<b>Massivtre i gavlvegg:</b> 95mm massivtre, 200mm trykkfast isolasjon, vindsperre og ventilert luftsjikt bak stående kledning
U-verdi = 0,152	U-verdi = 0,152
Vegg 8/9-H, 12-H, 1-2	
<b>Prefabrikkert betongvegg mot svalgang:</b> 200mm betong, 300mm EPS og ventilert luftsjikt bak liggende kledning	<b>Massivtrevegg mot svalgang:</b> 95mm massivtre, 200mm trykkfast isolasjon, vindsperre og ventilert luftsjikt bak liggende kledning
U-verdi = 0,121	U-verdi = 0,121
Vegg 8-M, 11-M, 1-2	
<b>Bindingsverk mot balkong:</b> 70mm innvendig påforing, 48x200 c/c 600 isolert bindingsverk, vindsperre og ventilert luftsjikt bak liggende kledning	<b>Massivtre mot balkong</b> 128mm massivtre, 200mm trykkfast isolasjon, vindsperre og ventilert luftsjikt bak liggende kledning
U-verdi = 0,151	U-verdi = 0,150

Tabell 7.2 Beregningsresultater for U-verdi av yttervegger brukt i konstruksjonen [Egne tabeller]



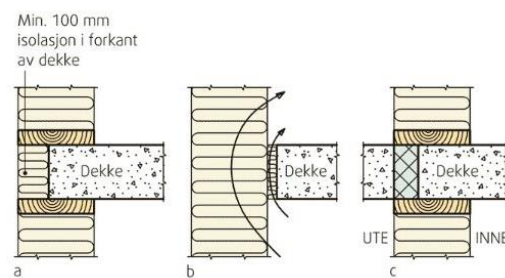
Figur 7.5 Prinsipiell oppbygning av isolerte yttervegger i bindingsverk med innvendig påforing [37]

I gavlvegger vil det være behov for brannisolering av integrerte stålsøyler og bjelker. Søylenes dimensjon må ikke overskride dybden på bindingsverket som vist i Figur 7.6.



Figur 7.6 Brannisolering av integrert stålsøyle i isolert bindingsverk [38]

For å forbedre kuldebroverdiene ved omslutningene mellom lettvegger og betongdetaljer, plasseres det utfyllende bindingsverket utover kantene av dekket, slik at isolasjon på dekkeforkanter kan utføres for å redusere kuldebroverdiene.



Figur 7.7 Plassering av lettvegg i utfyllende bindingsverk [39]

### 7.1.5 Innervegger

Ikke-bærende innervegger utføres som isolerte gipsvegger. Det er i praksis ingen krav om isolering av innervegger internt i leilighetene, men i enkelte tilfeller vil det likevel være nødvendig å isolere for ønsket temperaturfordeling og lydisolering mellom rommene. Dimensjonen på bindingsverket bestemmes på bakgrunn av etasjehøyden for å hindre sjenerende rystelser ved lukking av dører. I tillegg må innerveggene være i stand til å bære last fra eventuelle skap og bokhyller. [40]

På bakgrunn av anbefalingene besluttet det å bruke 48x98mm isolerte stendervegger i tre med lett mineralull, samt plater av 13mm gips på hver side.

### 7.1.6 Svalganger

For å forhindre fuktproblematikk i forbindelser mellom yttervegg og svalgang, ble det valgt å legge svalgangen på et separat bæresystem. Svalgangsplatene utføres som forspente prefabrikkerte massive



betongplater med hulkil og fall. Gulv i svalgang må utføres som branncellebegrensende konstruksjon, med tette skjøter uten åpninger.

Nødvendig tykkelse på svalgangsplate bestemmes basert på nødvendig overdekning, spennlengde og belastning for det mest kritiske elementet. Basert på forholdene ble det funnet tilstrekkelig med 230mm tykke forspente prefabrikkerte svalgangsplater opplagt på stålbjelker. Utfyllende beregningsgang er gitt i Vedlegg 12.13

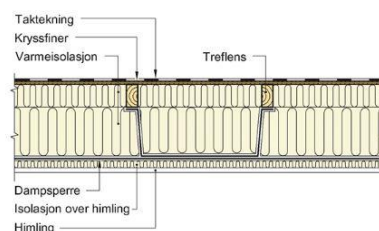
### 7.1.7 Balkonger

Balkongplater utføres som forspente prefabrikkerte balkongplater opplagt på stålbjelker. På grunn av utformingen av den opprinnelige versjonen i massivtre, var det behov for å tilpasse den konvensjonelle løsningens arkitektoniske uttrykk. Av bæremessige hensyn lot det seg ikke utføre balkongene som utkragere på grunn av dimensjonene samt de innvendige hulldekkenes enveisbæring. Det ble derfor valgt å bruke et skjult strekkstagsystem for oppheng på den innvendige hovedkonstruksjonen. Prinsipielt forankres den ene enden av stålbjerkene til de innvendige leilighetsskilleveggene med isolerte kuldebrobrytere. I andre enden støttes bjelkene av skrå strekkstag, som videre forankres i betongveggene. Systemet skjules i balkongskilleveggene for å opprettholde konstruksjonens uttrykk. Balkongplater utføres med enveisbæring, og spenner mellom stålbjerkene som forankres til hovedkonstruksjonen.

Basert på lastsituasjon og spennlengde ble det funnet tilstrekkelig med 230mm tykke balkongplater i prefabrikkert betong. Platene leveres ferdig overflatebehandlet og sklisikre, slik at ekstra oppbygging ikke vil være nødvendig.

### 7.1.8 Tak

På grunn av bygningens takfall, ville det ikke være praktisk å benytte hulldekker i takkonstruksjonen. Det ble derfor valgt å bruke prefabrikkerte isolerte takelementer med hovedbæring av varmforsinkede stålprofiler og treflenser. Dette systemet gir et lett lavtbyggende tak, og er et av de mest brukte taksystemene for kompakte tak i Norge. [41]



Figur 7.8 Oppbygging av lett-takelementer [41]

Nødvendige dimensjoner på de bærende elementene i taket ble funnet basert på karakteristisk snølast på mark etter følgende tabell, med utgangspunkt i det lengste takspennet i bygget på 10 m.

Element type	Plywood $t_p$ [mm]	Timber flanges $h_w$ [mm]	Maximum span, meter			
			Snow load <sup>1)</sup>			
			2,5 kN/m <sup>2</sup>	3,5 kN/m <sup>2</sup>	4,5 kN/m <sup>2</sup>	5,5 kN/m <sup>2</sup>
13/ 0,9	15	96	8,10	7,00	5,95	4,95
16/ 1,5	15	96	10,05	9,40	8,45	7,75
21/ 2,0	15	96	11,90	11,05	9,90	9,10
31/ 2,0	15	96	14,55	13,20	11,90	10,90
36/ 2,0	15	96	15,80	14,05	12,65	11,60
44/ 2,0	15	96	17,65	15,45	13,95	12,80
31/ 2,0	19	96	15,25	14,35	13,00	11,95
36/ 2,0	19	96	16,55	15,55	14,00	12,80
44/ 2,0	19	96	18,55 <sup>2)</sup>	17,15	15,45	14,20
31/ 2,0	19	121	15,85	14,90	13,45	12,30
36/ 2,0	19	121	17,15	15,95	14,35	13,20
44/ 2,0	19	121	19,10 <sup>2)</sup>	17,55	15,85	14,55

<sup>1)</sup> Characteristic snow load on ground,  $s_k$ , according to EN 1991-1-3, with load shape coefficient 0,8

<sup>2)</sup> Maximum span is approximately 18 m

Tabell 7.3 Dimensjoneringsstabell for lett-tak elementer basert på spennlengde og karakteristisk snølast på mark [42]

Takelementer med stålfprofilhøyde 44 cm og 2 mm godstykkelse, samt heltreflenser med dimensjoner 96x48 mm og kryssfinérplate med tykkelse 15 mm gir tilstrekkelig bæreevne.

Takelementene produseres i standarddimensjoner med ekstra påføring av isolasjon på underside for å øke elementenes varmemotstand utover den isolasjonen som allerede er i elementet, der det skulle være nødvendig.

Takelementenes U-verdi må tilsvare massivtreversjonens takoppbygning for å være sammenlignbar. Det ble derfor gjort enkle beregninger av nødvendig påføring basert på U-verdien til standardelementene. U-verdier for standardelementer er gitt i vedlegg. Det ble funnet at 110mm ekstra innvendig påføring med mineralull er nødvendig for å tilsvare massivtretaketets U-verdi på 0,114 W/m<sup>2</sup>K.

### 7.1.9 Bjelker og søyler

Det ble valgt å bruke søyler og bjelker i stål med fasthetsklasse S355. Ettersom stål er et relativt miljøbelastende materiale, ble det lagt vekt på å finne stålløsninger med minst mulig materialbruk innenfor visse geometriske og funksjonelle grenseverdier.

På grunn av byggets irregulære geometri ble det kjent at bjelkene og søylene krevde flere ulike profiltyper. En optimal stålkonstruksjon konstrueres med tanke på å oppnå flest mulig like profiler og samtidig oppnå høy utnyttelsesgrad. Dette er en iterativ prosess som krever kjennskap til alle bjelker og søylers belastninger og spenningsnivåer for deretter å finne en løsning med flest mulige like profiler og høyest mulig utnyttelsesgrad for å redusere kostnadene og materialbruken.

Utformingen av knutepunkt og hvordan de forutsettes å fungere, vil gi betydelige utslag på konstruksjonens virkemåte.

Momentstive knutepunkt er kostbare å utføre på byggeplass, først og fremst på grunn av tiden som kreves under montering. Det ble derfor valgt å bruke enkle skjæroverføringsforbindelser som enkelt

kan boltes på byggeplass. Disse forbindelsene kan betraktes som teoretisk leddlagret. Konsekvensen av dette er at bjelkene krever stivere tverrsnitt for å tilfredsstille krav til nedbøyning sett i forhold til bjelker med momentstive knutepunkt. Det ble valgt å utforme søyler som kontinuerlige hulprofiler for enkel montering.

Basert på belastningene fra overliggende konstruksjoner, ble nødvendige stålprofiler beregnet etter de aktuelle dimensjoneringskriteriene gitt i NS-EN 1993-1-1. Dimensjoneringsresultater er lagt til i 12.13.

## 7.2 Lydisolering

For å dokumentere at lydkravene i NS 8175 er tilfredsstilt har det blitt tatt utgangspunkt i en typisk leilighet fra Skonnertvegen Hageby, leilighet 212.

Lydkrav fra NS 8175;

$$R'_w \geq 55\text{db}$$

$$L'_{n,w} \leq 53\text{db}$$

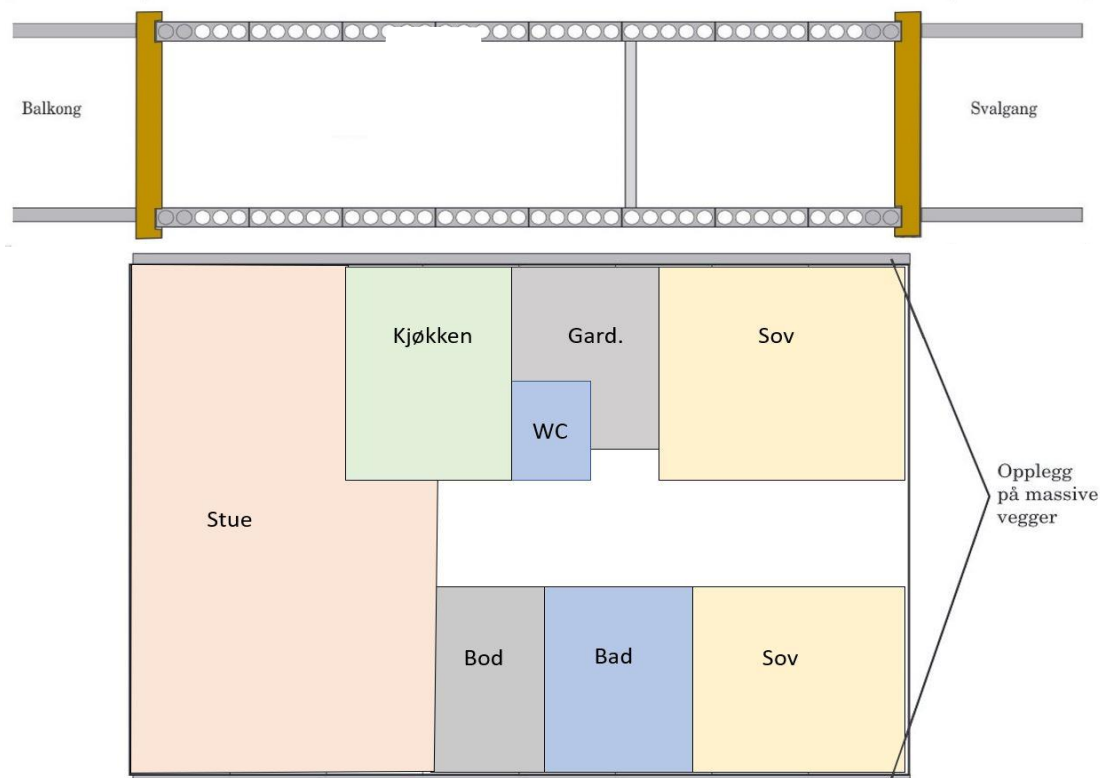
Hvor:

$R'_w$  = laveste grenseverdi lydreduksjonstall mellom to boenheter

$L'_{n,w}$  = høyeste grenseverdi trinnlydnivå mellom to boenheter

Det er satt som begrensning i *kapitel 5 Case/Materialer* at de lette ytterveggene vil være de samme i løsningen i betong og stål, som i løsningen i massivtre gitt av HEMATO. Derfor er det kun gjort vurderinger for å dokumentere bruken av hulldekker tilfredsstiller lydkravene i NS 8175.

Leilighet 212 ligger i 2. etasje i trinn 2. Det er benyttet HD 265 med spenn på 7,5 m, opplegg på 200 mm massive skillevegger av betong, lette vegger internt i boenheten og stendervegg med 25 cm isolasjon i fasade. Illustrasjon av leilighet med skisser av snitt og plan med rominndeling er vist i Figur 7.9. Med disse opplysningene og med å se i 3.2.7 *Lyder* og Tabell 3.4 er det rimelig å anta at leilighet 212 har middels grad av flankeoverføring.



Figur 7.9 Illustrasjon av leilighet 212 [Egenprodusert]

### 7.2.1 Overordnet vurdering

#### Vertikalt mellom boenheter

Tidligere beskrevet situasjon tilsvarer forutsetningene for middels flankeoverføring med verdier som angitt i Tabell 3.4. Ut ifra Tabell 3.5 ser en at HD 265 ved middels flankeoverføring gir lydtekniske egenskaper lik;  $R'_w = 54$  og  $L'_{n,w} = 78$ . Disse verdiene tilfredsstiller ikke kravene i NS 8175.

I betong og stål-løsningen av Skonnertveien Hageby er det valg å bruke et trinnlydsgulv med vannbåren varme levert av Aker Byggeteknikk. Gulvet består av en 30 mm trinnlydsplate med en 40 mm A-plan påstøp med installasjon for vannbåren varme. A-plan er en selvutjevne golvmasse hvor det er benyttet calciumsulfat som bindemiddel. [36]

Et trinnlydsgulv fra A-plan på et hulldekke gir en 4 dB økning av lydisolasjonen og en 29 dB reduksjon av trinnlydnivået. [36]

#### Horisontalt mellom boenheter

I betong og stål-løsningen er det prosjektert med massive skillevegger i betong mellom boenhetene. Disse veggene er på 200 mm. Massiv skillevegg og tilnærmet fast innspent knutepunkt mellom vegg og hulldekke er en fordelaktig situasjon med hensyn på demping av både trinn- og luftlyd.

I 3.2.7 *Lyd* oppgis det at en massiv betongvegg på 200 mm har en orienterende lydreduksjonsverdi på  $R_w = 60$  dB. Videre oppgis det at ved et tilnærmet fast innspent knutepunkt vil man kunne få 6-9 dB tilleggsreduksjon av trinnlydnivået.

### Detaljert vurdering

Sett under ett blir resultatet totalt for leiligheten;

*Vertikalt:*

$$R'_w = 58 \text{ dB} \quad L'_{n,w} = 49 \text{ dB}$$

*Horisontalt:*

$$R'_w = 60 \text{ dB} \quad L'_{n,w} = 38 \text{ dB}$$

Alle disse verdiene er innenfor grenseverdiene for lydforhold gitt i NS 8175.

## 7.3 Brannisolering

Beslutninger tatt etter teorikapittel 3.2.8 *Brann* er Skonnertveien Hageby satt inn i brannklasse 2, med krav om at bærende hovedsystem skal motstå et brannforløp på 60 minutter (R60).

### 7.3.1 Betong

I løsningen i betong og stål vil hulldekkene HD 265 tilfredsstillende kravet til R60 uten tiltak. De bærende innerveggene vil tilfredsstillende R60 overstyrt av andre krav til overdekning. [27] [28]

### 7.3.2 Stål

Det er valgt å benytte brannisolerende steinullsplater med  $200 \text{ kg/m}^3$  romvekt på alle profilene.

Tabell 7.4 og

Tabell 7.5 viser hvilke stålprofiler som er benyttet i bæresystemet og hvordan de er brannisolert. Stålprofilene er isolasjonsdimensjonert etter Byggforsk 520.315 Brannbeskyttelse av stålkonstruksjoner, se *teorikapittel 3.6.3 Stål og brann*.

#### Stålbjelker

Profil	Profilhøyde [mm]	Isolasjonstykkelse [mm]
HE-A	100 - 120	25
	140	20
	200	20
	300	20
HE-B	100	20
	200	20
	220	20
IPE	200	30
	450	25

Tabell 7.4 Isolering stålbjelker for R60

**Stålsøyler**

Profil	Profilhøyde [mm]	Isolasjonstykkelse [mm]
HUP	80	50
	100	35
	120	35
	140	30
	160	30
	200	30

Tabell 7.5 Isolering stålsøyler for R60

## 7.4 Mengdelister

Ved utarbeidelse av den kvantitative sammenligningen av kostnader og miljøpåvirkninger mellom de to løsningene, er det viktig å påpeke at mengdene som inngår for massivtreløsningen er fullstendig basert på ferdige tegninger og modeller av bygget. Derfor er det ikke gjort antagelser underveis. Den konvensjonelle kalkylen er justert på bakgrunn av massivtreøsningens mengder og etterkontrollert for å sikre at alle nødvendige elementer er inkludert.

Det ble utarbeidet mengdelister over elementer og prislinjer som medgår i det konvensjonelle bygget. Mengdelisten fremkommer ved å konvertere massivtreversjonens mengder til passe den konvensjonelle versjonens mengder.

Tabell 7.6 Mengdeliste konvensjonell løsning viser en oversikt over elementer som inngår i bærekonstruksjonen for den konvensjonelle versjonen. Tabellen er ikke medregnet elementer som inngår i parkeringskjelleren, ettersom det er antatt at denne forblir uforandret. Listen viser kun elementer som er forskjellig fra massivtreversjonen.

Den konvensjonelle versjonens mengdeliste	
<b>Bæresystemer</b>	
Brannisolerte stålbjelker HE-A	4438,5 kg
Brannisolerte stålbjelker HE-B	5429,5 kg
Brannisolerte stålbjelker IPE	5205,0 kg
Brannisolerte stålbjelker UPE	318,8 kg
Brannisolerte stålbjelker, ensidige hatteprofiler	8781,9 kg
Brannisolerte stålbjelker, tosidige hatteprofiler	5410,8 kg
Strekstag i varmforsinket stål	972,5 kg
Brannisolerte stålsøyler HUP	7104,8 kg

<b>Yttervegger</b>	
Isolerte prefabrikkerte betongvegger, t=200mm	255,51 m <sup>2</sup>
Yttervegger av isolert bindingsverk i heltre	1607,47 m <sup>2</sup>
Vegger av uisolert bindingsverk i heltre	432 m <sup>2</sup>
<b>Innervegger</b>	
Leilighetsskillevegger i prefabrikkert betong, t=200mmm	943,9 m <sup>2</sup>
Isolert gipsplatevegg av bindingsverk i heltre	2455,2 m <sup>2</sup>
Isolert gipsplatevegg av dobbelt bindingsverk i heltre	14,95 m <sup>2</sup>
<b>Dekker</b>	
Hulldekker HD265 med A-plan trinnlydsløsning	1940,2 m <sup>2</sup>
<b>Yttertak</b>	
Lett-tak elementer, ferdig tekkt med PVC takbelegg fra Protan	1691,8 m <sup>2</sup>
Takterrasse av hulldekker med isolasjon, glidesjikt og påstøp	34 m <sup>2</sup>
<b>Trapper, balkonger m.m.</b>	
Prefabrikkerte, forspente balkongplater med eventuelle terrassebord og membran	682,6 m <sup>2</sup>
Prefabrikkerte, forspente svalgangplater med ferdig sklisikring	446,9 m <sup>2</sup>

Tabell 7.6 Mengdeliste konvensjonell løsning

## 7.5 Kostnadsanalyse

Det er utarbeidet en kostnadsanalyse for både massivtre-løsningen og løsningen i betong og stål. Dette kapittelet viser resultater for begge kostnadsanalysene. Poster som har lik pris for begge løsningene er poster som er bestemt eller antatt er like. I kapittel *Case/Materialer 5* står hvilke rammer og begrensninger som er gjort knyttet til kostnadsanalysen. Først blir det presentert kostnadsresultater knyttet til fag. Deretter går det inn på kontoplaner og videre detaljert inn på bygningskomponenter. Alle tabeller viser resultat for begge løsningene.

Kostnadsanalysen baserer seg på mengdelistene fra massivtre-modellen, samt utarbeidede lister for den alternative konvensjonelle versjonen. Disse mengdene er brukt videre i ISY Calcus for å beregne forventede kostnader og miljøpåvirkning.

### 7.5.1 Totalkostnad

I dette kapitlet presenteres kostnadene for begge løsningene. Det er regnet ut totale kostnader for både løsningen i massivtre og for løsningen i betong og stål. I tillegg er det regnet ut kostnaden knyttet til parkeringskjelleren.

Diskusjon og drøfting rundt resultatene blir gjort i kapittel *8 Diskusjon*.

Post	Pris NOK	
	Massivtre	Betong og stål
Felleskostnader	kr 5 746 870	kr 7 696 470
Bygning	kr 34 582 935	kr 30 220 700
VVS-installasjoner	kr 7 942 507	kr 7 942 507
Elkraft	kr 3 778 254	kr 3 778 254
Tele og automatisering	kr 378 774	kr 378 774
Andre installasjoner	kr 3 628 841	kr 3 628 841
Generelle kostnader	kr 7 545 603	kr 7 545 603
Spesielle kostnader	kr 434 626	kr 731 744
Mva	kr 16 009 603	kr 15 480 724
Forventet tillegg	kr 4 802 881	kr 4 644 217
Usikkerhetsavsetning	kr 1 600 960	kr 1 548 072
Prisregulering	kr 2 223 093	kr 2 633 736
<b>Totalkostnad</b>	<b>kr 88 674 947</b>	<b>kr 86 229 644</b>

Tabell 7.7 Totalkostnad sortert etter kontoplaner [Egne tabeller]

Tabell 7.7 viser også totalkostnad for prosjektene sortert etter kontoplaner. Den største forskjellen er bygningsposten. En detaljert oversikt over de forskjellige kontoplanene er i kapitel 7.5.2 *Bygningskomponenter*.

Som Tabell 7.7 viser, skiller totalkostnadene for de to versjonene 2,8% i favør til betong og stål-løsningen.

Post	Pris NOK	
Felleskostnader	kr	1 579 919
Bygning	kr	9 620 085
VVS-installasjoner	kr	725 136
Elkraft	kr	1 145 099
Generelle kostnader	kr	2 279 822
Spesielle kostnader	kr	52 446
Mva	kr	3 850 627
Forventet tillegg	kr	1 155 188
Usikkerhetsavsetning	kr	385 063
Prisregulering	kr	318 370
<b>Totalt</b>	<b>kr</b>	<b>21 111 753</b>

Tabell 7.8 Totalkostnad parkeringskjeller [Egne tabeller]

Tabell 7.8 Totalkostnad parkeringskjeller viser totalkostnaden til parkeringskjelleren. Prisen på parkeringskjelleren vil ikke ha innvirkning på totalprisfordelingene mellom de to løsningene, da den er antatt lik for begge. Den er kun regnet ut for å kunne få en totalpris på Skonnertveien Hageby som et mer komplett byggeprosjekt.



## 7.5.2 Bygningskomponenter

Tabell 7.9 Kontoplan total viser priser for hver enkel bygningskomponent. Poster markert med grå bakgrunn og fet skrift er de samme postene som i Tabell 7.7 over kontoplaner.

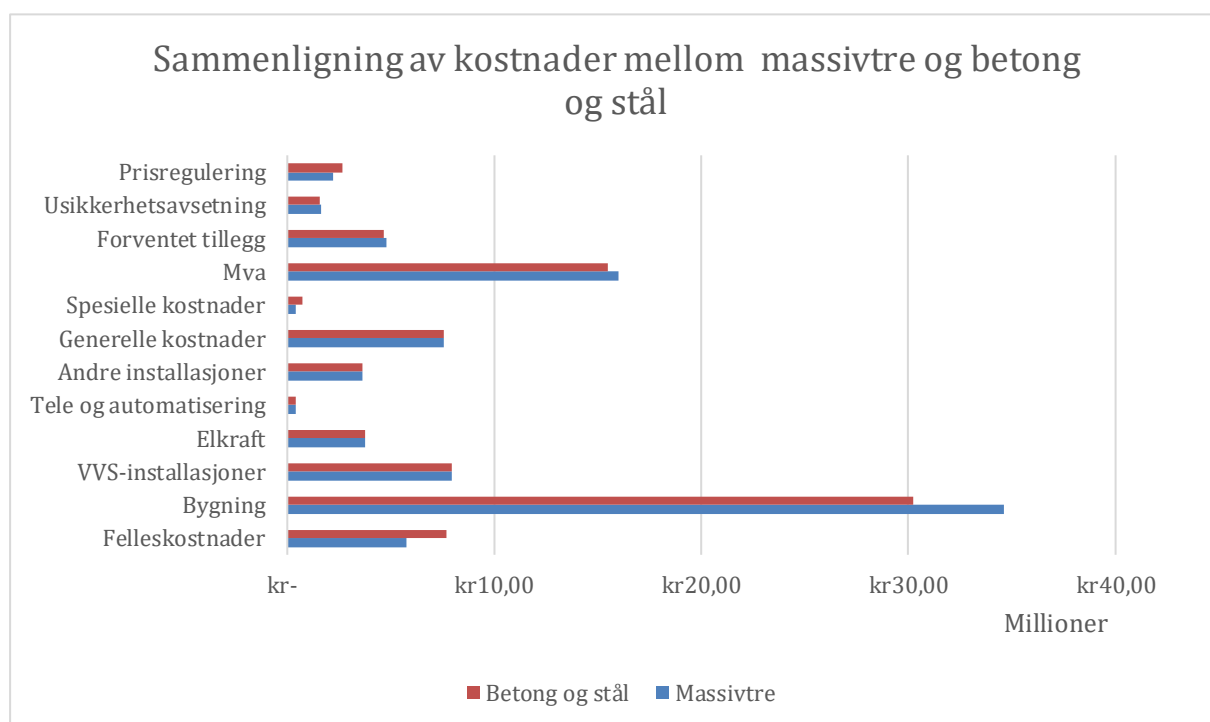
		Pris NOK			
Nr.	Post	Massivtre	Betong og stål	Post	Nr.
1	<b>01 Felleskostnader</b>	kr 5 746 870	kr 7 696 470	<b>Felleskostnader</b>	<b>01</b>
2	01.1 Rigging osv.	kr 1 837 963	kr 1 837 963	Rigging osv.	01.1
3	01.2 Drift av byggeplass	kr 2 363 106	kr 3 675 926	Drift av byggeplass	01.2
4	01.3 Byggeplassadministrasjon	kr 1 181 553	kr 1 837 963	Byggeplassadministrasjon	01.3
5	01.4 dokumentasjon	kr 137 847	kr 137 847	dokumentasjon	01.4
6	01.6 Kapitalytelser	kr 226 401	kr 206 771	Kapitalytelser	01.6
7	<b>02 Bygning</b>	kr 34 582 935	kr 30 220 700	<b>Bygning</b>	<b>02</b>
8	02.2 Bæresystemer	kr 731 544	kr 2 884 833	Bæresystemer	02.2
9	02.2.2 Søyler	kr 150 238	kr 379 810	Søyler	02.2.2
10	02.2.3 Bjelker	kr 410 921	kr 1 763 235	Bjelker	02.2.3
11	02.2.9 Andre deler av bæresystem	kr 170 386	kr 278 285	Avstivende konstruksjoner	02.2.4
12	02.3 Yttervegger	kr 7 371 301	kr 115 785	Utstyr og komplettering	02.2.8
13	02.3.1 Bærende yttervegger	kr 4 735 839	kr 347 719	Andre deler av bæresystem	02.2.9
14	02.3.2 Ikke-bærende yttervegger	kr 96 046	kr 5 514 499	Yttervegger	02.3
15	02.3.5 Utvendig kledning og overflate	kr 2 226 120	kr 1 373 553	Bærende yttervegger	02.3.1
16	02.3.6 Innvendig overflate	kr 106 199	kr 1 914 826	Ikke-bærende yttervegger	02.3.2
17	02.3.9 Andre deler av yttervegg	kr 207 097	kr 2 226 120	Utvendig kledning og overflate	02.3.5
18	02.4 Innervegger	kr 5 337 937	kr 4 441 978	Innervegger	02.4
19	02.4.1 Bærende innervegger	kr 1 876 715	kr 2 496 555	Bærende innervegger	02.4.1
20	02.4.2 Ikke-bærende innervegger	kr 2 908 127	kr 1 935 625	Ikke-bærende innervegger	02.4.2
21	02.4.5 Skjørt	kr 9 798	kr 9 798	Skjørt	02.4.5
22	02.4.6 Kledning og overflate	kr 543 297	kr 9 949 474	Dekker	02.5
23	02.5 Dekker	kr 12 146 901	kr 4 264 614	Plasstøpte dekker	02.5.1
24	02.5.1 Plasstøpte dekker	kr 4 264 614	kr 2 038 787	Prefabrikkerte dekker	02.5.10
25	02.5.10 Dekker av massivtre	kr 3 046 954	kr 3 646 074	Oppforet gulv, påstøp	02.5.3
26	02.5.3 Oppforet gulv, påstøp	kr 3 779 310	kr 2 462 958	Yttertak	02.6
27	02.5.9 Andre deler av dekker	kr 1 056 023	kr 60 916	Primærkonstruksjon	02.6.1
28	02.6 Yttertak	kr 3 745 512	kr 30 415	Takoppbygg	02.6.4
29	02.6.1 Primærkonstruksjon	kr 2 325 177	kr 2 371 627	Prefabrikkerte takelementer	02.6.7
30	02.6.4 Takoppbygg	kr 1 420 335	kr 4 023 255	Trapper, balkonger, m.m.	02.8
31	02.8 Trapper, balkonger, m.m.	kr 4 306 037	kr 317 256	Innvendige trapper	02.8.1
32	02.8.1 Innvendige trapper	kr 317 256	kr 2 477 091	Balkonger og verandaer	02.8.4
33	02.8.4 Balkonger og verandaer	kr 2 818 045	kr 1 228 908	Andre trapper, balkonger m.m.	02.8.9
34	02.8.9 Andre trapper, balkonger m.m.	kr 1 170 736	kr 943 703	Andre bygningsmessige deler	02.9
35	02.9 Andre bygningsmessige deler	kr 943 703	kr 476 550	Hjelparbeider for VVS	02.9.1
36	02.9.1 Hjelparbeider for VVS	kr 476 550	kr 467 152	Hjelparbeider for Elektro og tel	02.9.2
37	02.9.2 Hjelparbeider for Elektro og tele	kr 467 152			
38	<b>03 VVS-installasjoner</b>	kr 7 942 507	kr 7 942 507	<b>VVS-installasjoner</b>	<b>03</b>
39	03.1 Sanitær	kr 3 053 849	kr 3 053 849	Sanitær	03.1
40	03.2 Varme	kr 2 583 901	kr 2 583 901	Varme	03.2
41	03.3 Brannslukking	kr 812 894	kr 812 894	Brannslukking	03.3
42	03.6 Luftbehandling	kr 1 491 864	kr 1 491 864	Luftbehandling	03.6
43	<b>04 Elkraft</b>	kr 3 778 254	kr 3 778 254	<b>Elkraft</b>	<b>04</b>
44	04.1 Basisinstallasjon for elkraft	kr 423 454	kr 423 454	Basisinstallasjon for elkraft	04.1
45	04.3 Lavspent forsyning	kr 1 451 835	kr 1 451 835	Lavspent forsyning	04.3
46	04.4 Lys	kr 1 616 537	kr 1 616 537	Lys	04.4
47	04.5 Elvarme	kr 286 429	kr 286 429	Elvarme	04.5
48	<b>05 Tele og automatisering</b>	kr 378 774	kr 378 774	<b>Tele og automatisering</b>	<b>05</b>
49	05.2 Integrert kommunikasjon	kr 35 815	kr 35 815	Integrert kommunikasjon	05.2
50	05.4 Alarm og signal	kr 204 018	kr 204 018	Alarm og signal	05.4
51	05.5 Lyd og bilde	kr 138 942	kr 138 942	Lyd og bilde	05.5
52	<b>06 Andre installasjoner</b>	kr 3 628 841	kr 3 628 841	<b>Andre installasjoner</b>	<b>06</b>
53	06.1 Prefabrikkerte rom	kr 2 572 773	kr 2 572 773	Prefabrikkerte rom	06.1
54	06.1.3 Prefabrikkerte baderom	kr 2 572 773	kr 2 572 773	Prefabrikkerte baderom	06.1.3
55	06.2 Person- og varetransport	kr 1 056 069	kr 1 056 069	Person- og varetransport	06.2
56	06.2.1 Heiser	kr 1 056 069	kr 1 056 069	Heiser	06.2.1
57	<b>08 Generelle kostnader</b>	kr 7 545 603	kr 7 545 603	<b>Generelle kostnader</b>	<b>08</b>
58	08.2 Prosjektering	kr 5 405 405	kr 5 405 405	Prosjektering	08.2
59	08.3 Administrasjon	kr 685 222	kr 685 222	Administrasjon	08.3
60	08.4 Bikostnader	kr 325 019	kr 325 019	Bikostnader	08.4
61	08.5 Forsikringer, gebyrer, o.l.	kr 1 129 958	kr 1 129 958	Forsikringer, gebyrer, o.l.	08.5
62	<b>09 Spesielle kostnader</b>	kr 434 626	kr 731 744	<b>Spesielle kostnader</b>	<b>09</b>
63	09.3 Finansiering	kr 434 626	kr 731 744	Finansiering	09.3
64	<b>10 Mva</b>	kr 16 009 603	kr 15 480 724	<b>Mva</b>	<b>10</b>
65	<b>11 Forventet tillegg</b>	kr 4 802 881	kr 4 644 217	<b>Forventet tillegg</b>	<b>11</b>
66	<b>12 Usikkerhetsavsetning</b>	kr 1 600 960	kr 1 548 072	<b>Usikkerhetsavsetning</b>	<b>12</b>
67	<b>13 Prisregulering</b>	kr 2 223 093	kr 2 633 736	<b>Prisregulering</b>	<b>13</b>
68	13.1 Prisregulering frem til byggestart	kr 1 555 600	kr 1 504 210	Prisregulering frem til byggestart	13.1
69	13.2 Prisregulering i byggeperioden	kr 672 765	kr 1 129 525	Prisregulering i byggeperioden	13.2
<b>Totalkostnad</b>		kr 88 674 947	kr 86 229 644	<b>Totalkostnad</b>	

Tabell 7.9 Kontoplan total over bygningskomponenter [Egne tabeller]

Ettersom massivtreversjonen har 5 måneder kortere byggetid enn estimatet for den konvensjonelle versjonen, resulterer dette i betydelig mindre felleskostnader i favør til massivtreversjonen.

Det er videre tydelig å se at kostnader knyttet til bygning står for det største bidraget til prisforskjellene mellom enkeltposter, der den konvensjonelle versjonen slår bedre ut.

Ettersom enkelte av de konvensjonelle elementene er redigert basert på ferdige elementer i ISY Calcus, vil for eksempel antall kostnadsposter for massivtreversjonen og den konvensjonelle versjonen avvike fra hverandre. Dette forklares med at massivtreelementene ble bygd opp fra bunn i kalkylen, slik at merkostnader til for eksempel gipsplatekledning på vegger inngår i egen post under kledning og overflate for massivtreversjonen. Totalkostnadene til de ulike bygningsdelene skal likevel stemme, ettersom de nødvendige prislinjene som inngår i hvert ferdigelement er justert for å tilpasses case-prosjektet.

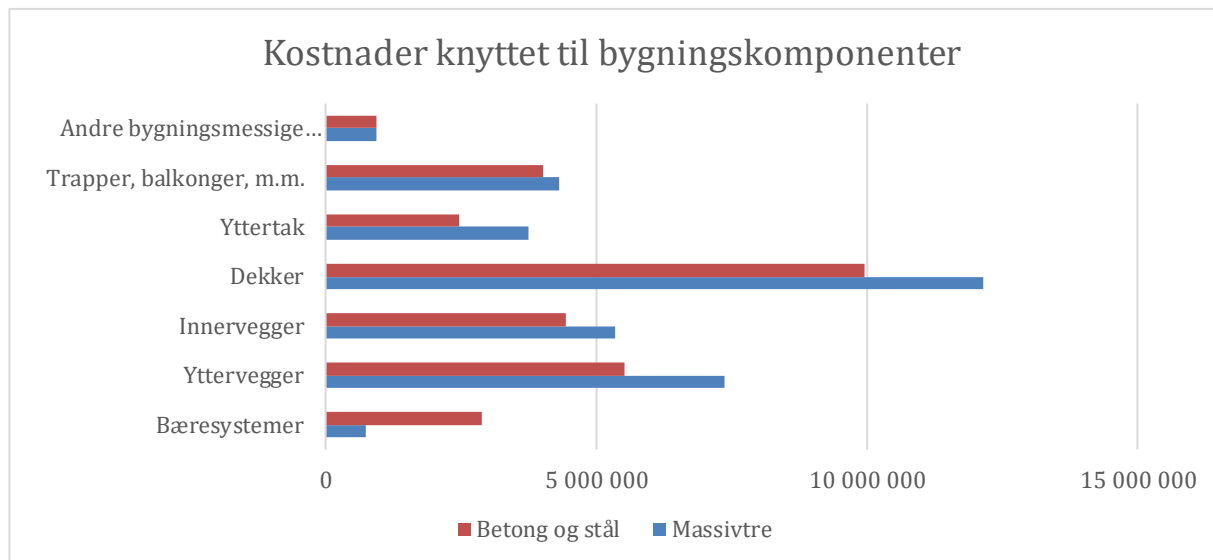


Figur 7.10 Sammenligning av kostnader for massivtreversjonen mot den konvensjonelle versjonen i betong og stål

Figur 7.10 illustrer grafisk hvordan kostnadene til hovedpostene varierer mellom de to løsningene. Det viser seg at de mest betydelige kostnadene til prosjektene er selve bygningsposten og merverdiavgift-kostnader.

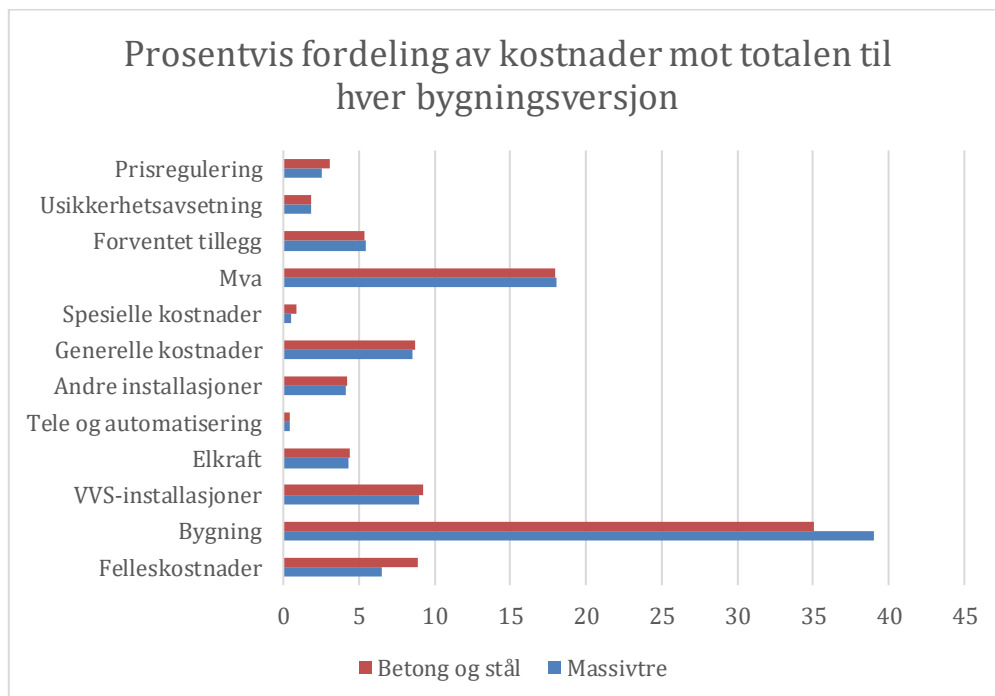
De mest betydelige forskjellene er å se på felleskostnader og bygningskostnader. Det er også verdt å merke seg at kostnader til finansiering under spesielle kostnader ser ut til å være velig forskjellig mellom de to løsningene. Dette fremkommer som en følge av at den konvensjonelle versjonens lengre byggetid, som medfører større prisstigning frem ferdigstillelse.

Følgende figurer illustrerer den prosentvise fordelingen av kostnader veid om mot totalen for hver bygningsversjon.



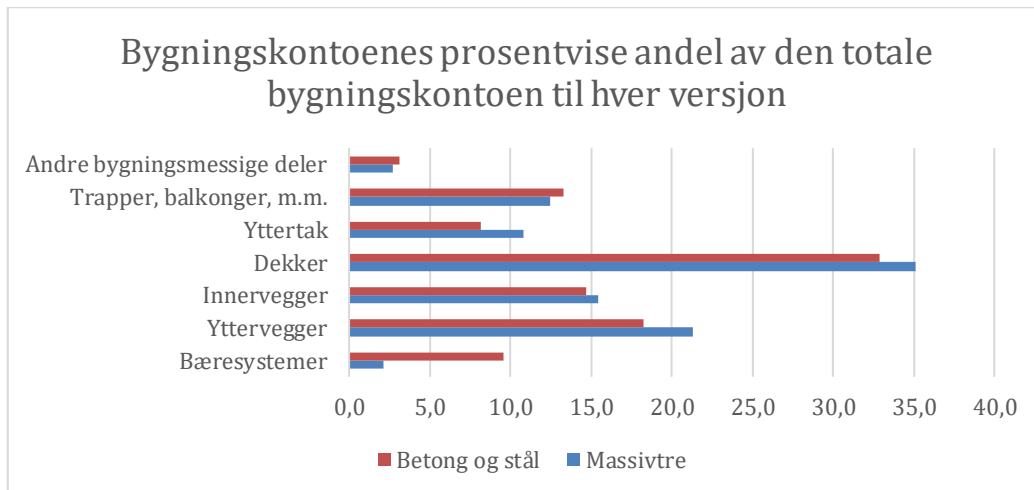
Figur 7.11 Kostnader knyttet til bygningskomponenter [Egne figurer]

Figur 7.11 viser hvordan kostnadene fordeler seg internt på bygningskomponenter i hver kalkyle. Massivtre gir forholdsvis dyrere løsninger, men det er derimot opplevd mindre kostnader til bæresystemer som søyler og bjelker ved bruk av massivtre.



Figur 7.12 Prosentvis fordeling av kostnader mot totalkostnadene [Egenprodusert]

Figur 7.12 illustrerer hvordan prosjektkostnadene fordeler seg på kontoene for de ulike bygningsversjonene. Nærmere 40 prosent av kostnadene fordeler seg på bygningskontoen. Det vil si kostnader som er forbundet med materialbruk, fagarbeidere og utkontraktert monteringsarbeid. Ettersom det er interessant å se på hvordan kostnadene fordeler seg under bygningskontoen for de to versjonene, viser følgende figur hvor mye de forskjellige bygningskomponentene utgjør av de totale bygningskostnadene under konto 2, *Bygning*.



Figur 7.13 Prosentvis fordeling av kostnader under bygningspostene konto 2 [Egenprodusert]

Figur 7.13 viser prosentvis fordeling av kostnader til hver bygningskomponent mot den totale konto 2 for hver versjon.

En stor del av kontoene fordeler seg likt. Likevel er det tydelig å se at kostnader til bæresystemer vil stå for en større del av bygningskostnadene til den konvensjonelle versjonen sett opp mot tilsvarende i massivtre. Det viser seg også at dekkekonstruksjonene gir størst påvirkning på bygningskostnadene for begge byggene.

## 7.6 Miljøpåvirkninger

Det har blitt gjennomført en analyse over miljøpåvirkninger i form av CO<sub>2</sub>-ekvivalenter, for løsningen i massivtre og løsningen i betong og stål. Miljøpåvirkninger er et økende tema når det kommer til valg av byggematerialer. Derfor var det relevant å se hvordan massivtre skiller seg fra betong og stål.

Denne analysen er gjort i ISY Calcus som baserer seg på EPDer og forventede markedsbaserte tall fra de forskjellige leverandørene. Først presenteres analysen knyttet til materialforbruk i hvert alternativ. Videre går det inn på miljøpåvirkninger for hver enkel bygningskomponent.

Resultatene baseres seg på miljøpåvirkninger i fasene «råmateriale – transport – tilvirkning», A<sub>1</sub>-A<sub>3</sub> i EPD, se teorikapittel EPD 3.12.1. Disse fasene blir ofte kalt; «vugge til port».

Det er valgt å dele resultatene inn i de to løsningene

A = Massivtre uten CO<sub>2</sub>-lagring

B = Betong og stål

Alternativ A er massivtre uten CO<sub>2</sub>-lagring. Grunnen til at det påpekes at det er resultater uten CO<sub>2</sub>-lagring kommer av at 1m<sup>3</sup> massivtre absorberer ca. 700 kg CO<sub>2</sub> i fotosyntesen når treet vokser. Disse 700 kiloene per m<sup>3</sup> med CO<sub>2</sub> kan trekkes ifra i miljøpåvirkningsregnskapet. Det forutsetter midlertidig at massivtreet blir behandlet rett ved avhending. Da denne fasen er utenfor denne analysen er det derfor valgt å se på et alternativ uten CO<sub>2</sub>-lagring. [43]

## 7.6.1 Miljøpåvirkning total

Tabell 7.10 viser totalt klimagassutslipp i form av CO<sub>2</sub>-ekvivalenter. Resultatet viser at det er store forskjeller mellom versjon A og B. Det skiller om lag 250 000 kg med CO<sub>2</sub>-ekvivalenter mellom dem, noe som tilsvarer om lag 23%. Det er i posten *Bygning* det skiller mest.

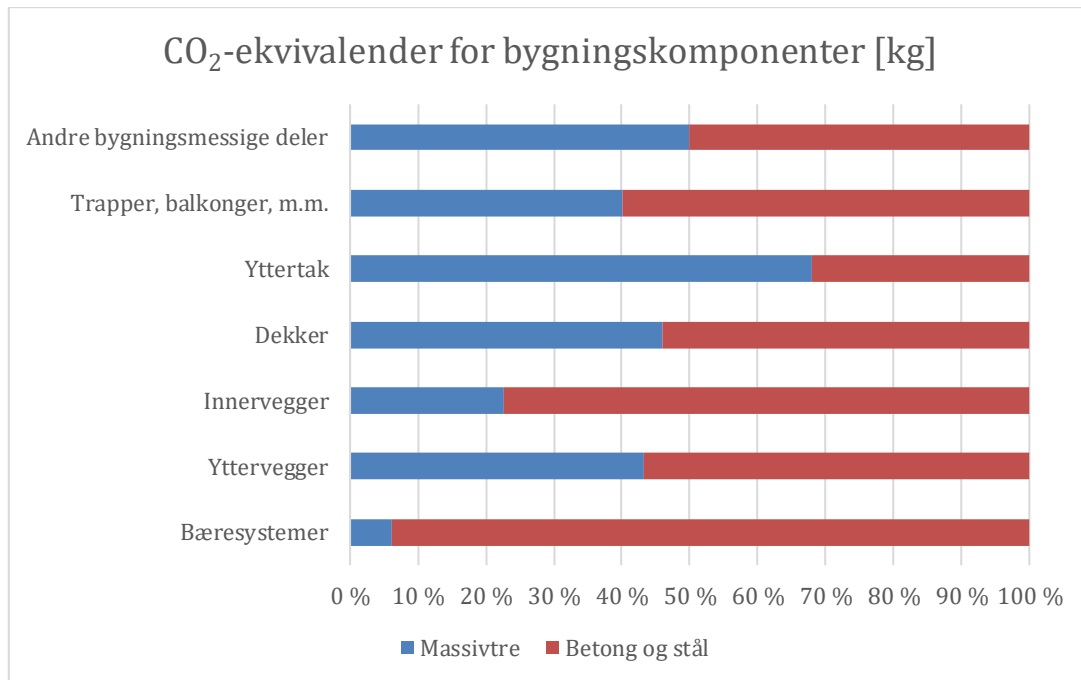
Nr.	Post	CO <sub>2</sub> -ekvivalenter		Nr.
		Massivtre	Betong og stål	
<b>01</b>	<b>Felleskostnader</b>	<b>43497</b>	<b>61769</b>	<b>01</b>
01.1	Rigging osv.	10576	10576 Rigging osv.	01.1
01.2	Drift av byggeplass	32636	50767 Drift av byggeplass	01.2
01.3	Byggeplassadministrasjon	255	396 Byggeplassadministrasjon	01.3
01.4	Prosjektering, kontroll og dokumentasjon	30	30 Prosjektering, kontroll og dokumentasjon	01.4
01.6	Kapitalytelser	0		
<b>02</b>	<b>Bygning</b>	<b>755062</b>	<b>992272</b>	<b>02</b>
02.2	Bæresystemer	6666	102562 Bæresystemer	02.2
02.2.2	Søyler	1095	12453 Søyler	02.2.2
02.2.3	Bjelker	4072	76196 Bjelker	02.2.3
02.2.9	Andre deler av bæresystem	1499	12269 Avstivende konstruksjoner	02.2.4
02.3	Yttervegger	55041	1644 Utstyr og komplettering	02.2.8
02.3.1	Bærende yttervegger	41340	72147 Yttervegger	02.3
02.3.2	Ikke-bærende yttervegger	229	41710 Bærende yttervegger	02.3.1
02.3.5	Utvendig kledning og overflate	11400	19037 Ikke-bærende yttervegger	02.3.2
02.3.6	Innvendig overflate	1720	11400 Utvendig kledning og overflate	02.3.5
02.3.9	Andre deler av yttervegg	352		
02.4	Innervegger	21728	74011 Innervegger	02.4
02.4.1	Bærende innervegger	5286	52355 Bærende innervegger	02.4.1
02.4.2	Ikke-bærende innervegger	8298	21575 Ikke-bærende innervegger	02.4.2
02.4.5	Skjørt	81	81 Skjørt	02.4.5
02.4.6	Kledning og overflate	8063		
02.5	Dekker	476694	558116 Dekker	02.5
02.5.1	Plasstøpte dekker	294643	294643 Plasstøpte dekker	02.5.1
02.5.10	Dekker av massivtre	57235	161114 Prefabrikkerte dekker	02.5.10
02.5.3	Oppforet gulv, påstøp	124505	102359 Oppforet gulv, påstøp	02.5.3
02.5.9	Andre deler av dekker	311	48554 Yttertak	02.6
02.6	Yttertak	102943	4814 Primærkonstruksjon	02.6.1
02.6.1	Primærkonstruksjon	43677	1023 Takoppbygg	02.6.4
02.6.4	Takoppbygg	59266	42717 Prefabrikkerte takelementer	02.6.7
02.8	Trapper, balkonger, m.m.	91941	136833 Trapper, balkonger, m.m.	02.8
02.8.1	Innvendige trapper	2659	2659 Innvendige trapper	02.8.1
02.8.4	Balkonger og verandaer	56914	80800 Balkonger og verandaer	02.8.4
02.8.9	Andre trapper, balkonger m.m.	32368	53374 Andre trapper, balkonger m.m.	02.8.9
02.9	Andre bygningsmessige deler	49	49 Andre bygningsmessige deler	02.9
02.9.1	Hjelperearbeider for VVS	19	19 Hjelperearbeider for VVS	02.9.1
02.9.2	Hjelperearbeider for Elektro og tele	30	30 Hjelperearbeider for Elektro og tele	02.9.2
<b>03</b>	<b>VVS-installasjoner</b>	<b>16051</b>	<b>16051</b>	<b>03</b>
03.1	Sanitær	4298	4298 Sanitær	03.1
03.2	Varme	652	652 Varme	03.2
03.3	Brannsløkking	348	348 Brannsløkking	03.3
03.6	Luftbehandling	10753	10753 Luftbehandling	03.6
<b>04</b>	<b>Elkraft</b>	<b>7014</b>	<b>7014</b>	<b>04</b>
04.1	Basisinstallasjon for elkraft	1133	1133 Basisinstallasjon for elkraft	04.1
04.3	Lavspent forsyning	1117	1117 Lavspent forsyning	04.3
04.4	Lys	1510	1510 Lys	04.4
04.5	Elvarme	3254	3254 Elvarme	04.5
<b>05</b>	<b>Tele og automatisering</b>	<b>5243</b>	<b>5243</b>	<b>05</b>
05.2	Integrert kommunikasjon	2266	2266 Integrert kommunikasjon	05.2
05.4	Alarm og signal	1381	1381 Alarm og signal	05.4
05.5	Lyd og bilde	1596	1596 Lyd og bilde	05.5
<b>06</b>	<b>Andre installasjoner</b>	<b>37085</b>	<b>37085</b>	<b>06</b>
06.1	Prefabrikkerte rom	29895	29895 Prefabrikkerte rom	06.1
06.1.3	Prefabrikkerte baderom	29895	29895 Prefabrikkerte baderom	06.1.3
06.2	Person- og varetransport	7190	7190 Person- og varetransport	06.2
06.2.1	Heiser	7190	7190 Heiser	06.2.1
<b>11</b>	<b>Forventet tillegg</b>	<b>1037</b>	<b>1343</b>	<b>11</b>
<b>12</b>	<b>Usikkerhetsavsetning</b>	<b>346</b>	<b>448</b>	<b>12</b>
Total CO <sub>2</sub> - ekvivalenter		865335	1121225	Total CO <sub>2</sub> - ekvivalenter

Tabell 7.10 Total CO<sub>2</sub>-ekvivalenter i kilogram [Egne tabeller]



Tabell 7.10 viser totalt klimagassutslipp i form av CO<sub>2</sub>-ekvivalenter. Resultatet viser at det er store forskjeller mellom versjon A og B. Det skiller om lag 250 000 kg med CO<sub>2</sub>-ekvivalenter mellom dem, noe som tilsvarer om lag 23%. Det er i posten *Bygning* det skiller mest.

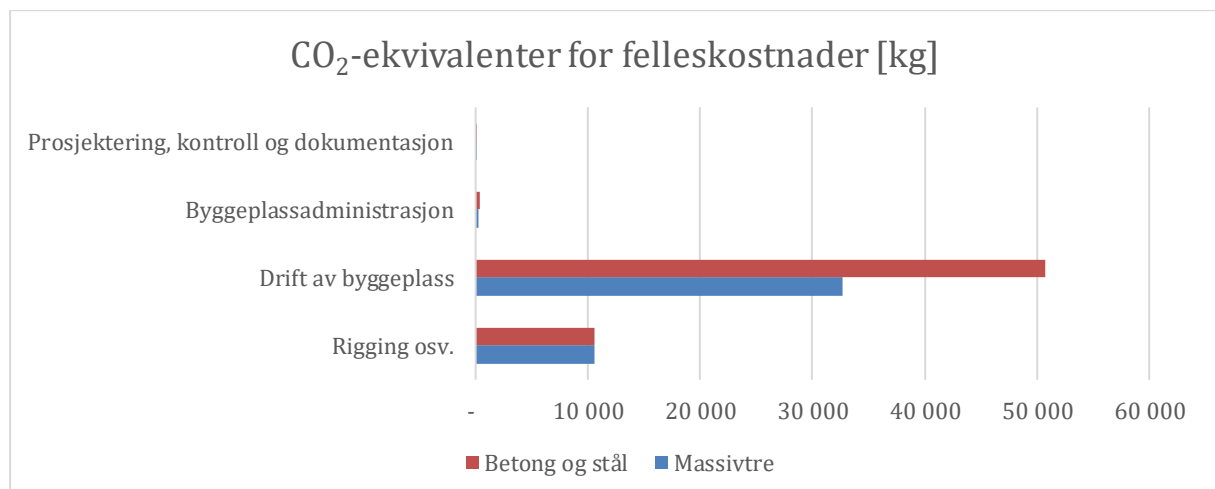
### 7.6.2 Miljøpåvirkninger knyttet til bygningskomponenter



Tabell 7.11 CO<sub>2</sub>-ekvivalenter for bygningskomponenter [Egenprodusert]

Tabell 7.11 viser bygningskomponentene som inngår i posten *Bygning*. Her ser man at bæresystemet til betongversjonen slipper ut vesentlig mye mer CO<sub>2</sub>-ekvivalenter enn massivtreversjonen.

### 7.6.3 Miljøpåvirkninger knyttet til felleskostnader



Tabell 7.12 CO<sub>2</sub>-ekvivalenter for felleskostnader [Egenprodusert]

Tabell 7.12 viser CO<sub>2</sub>-ekvivalenter knyttet til felleskostnader. Her ser man at driften av byggeplass hvor det er benyttet betong og stål vil slippe ut mer CO<sub>2</sub>-ekvivalenter enn på byggeplass med massivtreelementer. Det kommer av at monteringstiden for massivtreeversjonen er kortere enn betong- og stålversjonen.

## 7.7 Ikke-prissatte konsekvenser

Det er ikke alt som kan måles i penger. Ulike materialer har forskjellige egenskaper som ikke kan måles direkte i kroner og øre. Disse konsekvensene blir kalt for «ikke-prissatte» konsekvenser. Det finnes flere definisjoner på hva som inngår i «ikke-prissatte» konsekvenser. I denne oppgaven er det valgt å definere «ikke-prissatte» konsekvenser som; «konsekvenser og faktorer som ikke direkte knyttes til pris».

Når en sammenligner massivtre, betong og stål som konstruksjonsmaterialer blir konklusjonene ofte tatt på kvantitative data som pris, styrkeegenskaper og miljøbelastninger. Det kan også være interessant å se på de ikke-prissatte konsekvensene ved de ulike materialene.

### Betong og stål

#### Trygghet

Betong og stål er en mye brukt kombinasjon og som fungerer veldig godt. Det er harde og massive komponenter som ikke brenner. Dette gir trygghet til både byggherrer og entreprenører, men også de som skal bruke/bo i bygget.

### Massivtre

#### Forhold på byggeplass

På en byggeplass hvor det brukes massivtre er det mindre støy, støv og søppel enn ved en byggeplass med betongarbeid. Når massivtreelementer monteres blir det lagt fuktsperre fortløpende på elementene. Dette fører til varme og tørre arbeidsforhold – noe som er spesielt behagelig om vinteren. Byggetiden på et massivtrebygg er kortere enn byggeprosjekter med betong og stål. Kortere byggetid gir bedre HMS da tiden på å være uheldig minker.

#### Innemiljø

Erfaring fra enkelte beboere i bygg i massivtre viser at eksponerte massivtreoverflater gir en følelse av ro og varmere. Noen har også erfart en helsebringende effekt knyttet til astma og allergi. [44]



## 8 Diskusjon

Opgaven har tatt utgangspunkt i et reelt byggeprosjekt i massivtre i Grimstad sentrum. Hensikten med studiet var å belyse hvordan bruken av massivtre i et leilighetsbygg vil påvirke kostnader og miljøbelastninger sammenlignet med et tilsvarende bygg i betong og stål. For å kunne sammenligne massivtre som konstruksjonsmateriale opp mot konvensjonelle løsninger, ble det derfor prosjektert et tilsvarende bygg i betong og stål.

Å kunne sammenligne to forholdsvis ulike byggesystemer opp mot hverandre forutsetter at de to systemene konkurrerer på det samme grunnlaget. En direkte fasit på hva som er en konvensjonell løsning vil i praksis avhenge av en rekke ulike faktorer. Ettersom forskjellige entreprenører foretrekker ulike løsninger basert på egen erfaring og tilbudsavtaler, vil det være vanskelig å trekke konklusjoner på massivtreetbyggenes konkurransedyktighet i forhold til pris basert på ett prosjekt.

Resultatene er sterkt knyttet til datagrunnlag og rammer, og vil variere fra prosjekt til prosjekt. Enhver konstruksjon er unik i sammensetning av materialer og komponenter. Kompleksiteten ved bygning som system bidrar til å gjøre sammenligning av resultater fra andre tilsvarende studier utfordrende. I denne oppgaven ble det tatt utgangspunkt i en versjon av det som i oppgaven er beskrevet som en konvensjonell løsning med hulldekker, prefabrikkerte leilighetskillevegger i betong med stålberesystem i gavlvegger. Dette valget ble tatt først og fremst på grunn av systemets modulbaserte montering i håp om å kunne konkurrere med massivtrebyggets byggetid. Det viste seg imidlertid å ikke være tilfellet. Bruk av hulldekker og betongelementer krever en god del stimpling under montering for å sikre midlertidig avstivning før fugene er utstøpt og samvirke oppnådd. I tillegg kompliseres byggingen der større utsparinger for rørføringer medfører behov for alternativ videreføring av laster i konstruksjonen. Dette viste seg å gi begrensninger ved utnyttelse av hulldekkenes potensielle frie spennlengder.

Ettersom hulldekker fungerer som enveisbærende bjelker, vil det foreligge store begrensninger med tanke på utkraging til balkonger. Dette er spesielt kompliserende der hulldekkene spenner på langs av veggene med utenpåliggende balkonger. I denne studien ble dette løst ved å legge balkongplater på egne opphengte stålbeiler, som kobles til innvendige bærende skillevegger ved bruk av kuldebrytere. På grunn av dette systemet, vil stålforbruket gå betydelig opp og dermed også kostnadene og miljøbelastningene. En kan derfor ikke se bort ifra at andre mulige betongløsninger kombinert med stål ville resultere i et mer effektivt bæresystem med større besparelser i kostnader og miljøbelastninger sett i forhold til den valgte løsningen.

Et mulig alternativ kunne vært å bruke plattendecker. Disse dekkene er en slags hybridløsning, som kombinerer fordelene ved prefabrikasjon og plasstøping. Systemet baserer seg på at det støpes ut ferdige armerte betongforskalingen på fabrikk. Forskalingsselementene transporteres så til byggeplass for montering, der det legges på eventuell tilleggsarmering rundt utsparinger før påstøp til ønsket dekketykkelse. Disse dekkene gjør det mulig å oppnå toveisbæring, som igjen ville vært en stor fordel med tanke på balkongproblematikken i case-prosjektet. Det ville da vært mulig å støpe inn kuldebrytere direkte i påstøpen på plattendeckene, slik at bjelkene ikke ville vært nødvendig i samme omfang.

## Kostnader

Ved sammenligning av kostnader mellom den konvensjonelle løsningen utarbeidet i prosjektet og massivtrebygget, er det tydelige å se hvor hver løsning har sine fordeler. Resultatene viser at den forkortede byggetiden til massivtrebygget gir 30% lavere felleskostnader enn den konvensjonelle versjonen. På grunn av massivtrebyggets kortere byggetid, vil også finansieringskostnader og prisendringer under byggefasen ha mindre betydning for massivtrebygget enn den konvensjonelle versjonen. Prisendring frem til byggestart vil derimot gå i favør til betong- og stålversjonen, ettersom alle bygningskomponentenes totalpriser er billigere enn massivtreversjonens bygningskomponenter. I kalkylene viste det seg å ikke utgjøre store forskjeller. Ettersom det i dette prosjektet er antatt den samme tiden til prosjektering før byggestart for begge løsningene, kan det i realiteten forekomme endringer dersom den faktiske prosjekteringstiden før byggestart viser seg å være forskjellig fra hverandre.

I forbindelse med felleskostnader, må nevnes at det ikke er tatt høyde for at nødvendig utstyr på byggeplass kan variere mellom de to løsningene. Derfor er det mulig at de faktiske felleskostnadene til massivtrebygget kunne vært lavere. Et eksempel på dette kan være at massivtrebygget trenger mindre krankapasitet på grunn av elementenes lave egenvekt.

For at antagelsen om tilnærmet like utsyr på byggeplass skal være reell, er det viktig å poengtere at betongelementene brukt i den konvensjonelle versjonen må ha relativt små dimensjoner. Dette kan igjen øke kostnader under bygging av den konvensjonelle versjonen, ettersom det ideelt krever lengre tid å montere flere moduler. Tiden som går med på å montere én modul er tilnærmet uavhengig av størrelsen på modulen.

Det er også muligheter for avvik knyttet til metoden som ble brukt ved estimering av felleskostnadene. Ettersom gruppen ikke hadde tilgang til detaljert informasjon om maskiner og verktøy som ble brukt under monteringsprosessen av massivtrebygget, var det en nødvendighet å gjøre estimater på felleskostnadene. Disse estimatene fremkom ved å ta utgangspunkt i malprosjektet; *boligblokk på 3 og 4 etasjer i prefab betong over åpen p-kjeller* i ISY Calcus. Denne malen er utarbeidet som et generelt forventet gjennomsnitt basert på lignende prosjekter med bæresystem i prefabrikkert betong brukt i leilighetsbygg med 3 etasjer over parkeringskjeller. Ved å bygge videre på denne malen og tilpasse bygningskomponentene etter den konvensjonelle versjonen av case-prosjektet i stål og prefabrikkert betong, var det forventet at felleskostnadene i hvert fall ville nærme seg mot et realistisk estimat på den konvensjonelle versjonen. Deretter ble de estimerte felleskostnadene overført til massivtreversjonen, og korrigeret for lavere byggetid. Dette ble gjort ved å skalere ned kontoene til drift og administrasjon av byggeplass basert på forholdet mellom massivtrebyggets byggetid og den konvensjonelle versjonens estimerte byggetid.

Ved sammenligning av hovedkontoene i kalkylene, kommer det tydelig frem at konto 2-Bygning står for de største kostnadene i begge kalkyler. Det viser seg at den konvensjonelle bygget slår bedre ut enn massivtrebygget. Denne kontoen inneholder alle kostnader forbundet med innkjøp og transport av materialer og produkter til byggeplass, samt kompletteringer i form av timepriser for håndverkere og tidsbruk til montering av bygningskomponentene.

I begge kalkylene viste det seg at dekkekonstruksjonene stod for nesten 40% av alle kostnader forbundet med konto 2 – *Bygning*.

Det viser seg fra resultatene at alle bygningskomponenter er forventet å bli dyrere i massivtreløsningen, bortsett fra bæresystemer. Dette stammer naturlig nok fra mindre behov for bjelker og søyler i forhold til betong- og stålversjonen.

Ved å se på generelle kostnader til prosjektering, kan det diskuteres om det er realistisk å anta at disse kostnadene i realiteten vil forbli like mellom massivtrebygget og den konvensjonelle versjonen.

Ettersom det foreligger mindre erfaring med bruk av massivtre i større bygninger, og dermed mindre preaksepterte løsninger, er det grunn til å tro at arbeidet med kontroll og testing av løsninger for å tilfredsstille de byggetekniske forskriftene til brann og lyd, vil påvirke prosjekteringskostnadene negativt. Det er usikkert hvor mye dette har å si på totaløkonomien, og det er derfor ikke tatt noen videre vurderinger på dette. Det er også blitt kjent gjennom informasjon fra informanter at elektrikerer ofte gir en billigere pris på montering av elektriske utstyr dersom det er kjent at det skal bygges i massivtre. Ettersom det var vanskelig å tak i eksakte tall på hvor mye dette ville utgjøre, ble ikke dette inkludert i kalkylen.

### **Miljø og energi**

Miljøanalysen i oppgaven baserer seg på utslipp av CO<sub>2</sub>-ekvivalenter til lufta. Dataene i miljøanalysen er hentet fra en rekke EPDer som blir koblet opp mot kalkylen i ISY Calcus. Denne miljøanalysen omhandler derfor kun sammensetninger av ulike komponenters direkte utslipp knyttet til råmaterialeproduksjon og videre produksjonen av komponenten, fase A<sub>1</sub>-A<sub>3</sub> i standard EPD-oppsett. Det analysen viser oss er derfor ikke mer enn byggeprosjektets miljøregnskap lenger enn til ferdig byggefase. Resultatene viser at massivtreversjonen slipper ut 23% mindre CO<sub>2</sub>-ekvivalenter enn betongversjonen. I en miljøanalyse som hadde hatt perspektiv fra «vugge til grav» ville massivtre kommet enda bedre ut. Ved riktig avhending/avfallshåndtering blir tre gjort om til biomasse. Da kan man i CO<sub>2</sub>-regnskapet trekke fra 700kg/m<sup>3</sup> massivtre CO<sub>2</sub>-ekvivalenter som er CO<sub>2</sub> som treet absorberte i vekstfasen på grunn av fotosyntesen. Dette fenomenet kalles for karbonlagring i tre.

Det er også andre miljøfordeler i massivtreets favør. Massivtrekonstruksjoner er bygd slik at ytterveggene er både bærende og klimaskall for bygget. Fuktsperren legges kontinuerlig på alle overflatene før isolasjonen festes. Når ytterveggene isoleres legges store klosser med trykkfastisolasjon kontinuerlig på alle flater, kanter og hjørner. Det medfører at bygget blir helt tett og isolert uten kuldebroer. Et bygg med få kuldebroer bruker mindre energi på oppvarming da bygningskroppen er tett.

Energiberegningene for betong og stål-løsningen baserer seg på løsningen i massivtre sine U-verdier. Her kommer det fram at ytterveggene i betong måtte fores med 50mm mer isolasjon enn ytterveggene i massivtre. Det kommer av den tette bygningskroppen til massivtre uten kuldebroer har mye bedre kuldebroverdier. Om det var best for resultatet for betongløsningen at energiberegningene ble basert på massivtreløsningen sine U-verdier kan diskuteres. Energiberegninger kan som kjent basere seg på både U-verdier for hver enkel bygningskomponent, eller gjennom rammekrav hvor man tar med effektiviteten til de tekniske installasjonene og regner ut netto energibehov per m<sup>2</sup> til bygget. På grunn

av at massivtrebygninger har såpass lave kuldebroverdier, ville det kanskje vært mer gunstig for den konvensjonelle versjonen å omfordele tilleggs kostnader til de tekniske installasjonene fremfor å øke isolasjonstykkelsene i vegger og tak.

### **Karakteristiske forskjeller i byggefasen**

I teorikapittel 3.10 *Faser i et byggeprosjekt* fremkommer det at byggefasen begynner med grunnarbeidene på byggeplassen og frem til overlevering til byggherren. I løpet av denne fasen har det blitt gjennomført en rekke operasjoner. Utforming og valg av materialer som benyttes i byggeprosjektet vil ha stor betydning for byggefasen. De to ulike konstruksjonsversjonene vil ha både fordeler og ulemper i byggefasen.

Montering av konstruksjoner av betong og stål innebærer mange tunge løft og det vil være nødvendig med midlertidig avstivning. Det kommer av at konstruksjonen ikke vil ha fullt samvirke før alle skjøter og fuger er støpt og herdet. I byggefasen blir stålbjelker og stålsøyler brannisoleres omgående. Da er det viktig å passe på at isolasjonen beskyttes mot fukt.

Ved montering av massivtreelementer vil ofte plasseringen av skiveelementene og utformingen sørge for at det ikke vil være nødvendig med ekstra avstivning underveis i byggeprosessen. Det kommer av at konstruksjonen oppnår fullt samvirke umiddelbart etter montering. Massivtreelementer kan monteres fortløpende på byggeplass og det kreves i prinsippet ingen tilpasninger eller komplettering. Elementene er også vesentlig lettere enn betongelementer, noe som gjør at det kan benyttes kraner med mindre kapasitet i monteringsfasen.

### **Valg av konstruksjonsmateriale**

I den private delen av byggebransjen er det penger som avgjør valg som skal tas. De private byggherrene går for de billigste tilbudene med de økonomisk tryggeste utsiktene. Det er selvfølgelig noen private byggherrer som velger en mer grønn profil og som tørr å teste ut ny byggteknologi, som for eksempel massivtre, men de er få. I den offentlige sektor har de derimot gått inn for å bruke massivtre i sine byggeprosjekter, selv om prisen er høyere. Det kommer naturlig nok av de økonomiske musklene den offentlige byggesektoren har, men også viljen til å få en grønnere byggenæring i Norge. Nå som prisen på byggeprosjekter i massivtre er tilnærmet lik prisen på konvensjonelle løsninger, samtidig til økt kunnskap blant entreprenørene, vil man nok se en økning av massivtre også i den private sektoren. Det jobbes også fortløpende hos Byggforsk og Direktoratet for byggekvalitet for å utarbeide flere pre-aksepterte løsninger som vil forenkle prosjekteringen for både entreprenører og de rådgivende ingeniørene.

Et byggeprosjekt er ferdig når entreprenøren leverer nøklene til det ferdige bygget til byggherren. I et leilighetsbygg vil det da flytte inn mennesker som har kjøpt leiligheter. Personer som kjøper leiligheter skal ikke nødvendigvis kun bestemme seg for farge på veggene i stua, men også *hvordan* veggene er i stua. Private byggherrer må fremover lytte til hva markedet og hva de potensielle kjøperne ønsker. Resultatene fra 7.7 *Ikke-prissatte konsekvenser* viser at noen personer har bevisst valg å kjøpe leilighet i bygg hvor det er benyttet massivtre fordi det gir bedre inn klima. Det er ikke mye forskning om massivtre knyttet til inn klima per dags dato, men kan det bli opplyst/påvist at massivtre gir et bedre inn klima, kan det tenkes at det vil bidra til økt etterspørsel av leilighetsbygg i massivtre.



## 9 Konklusjon

For å svare på konklusjonen er det valgt å se tilbake på problemstillingen og de tilhørende forskerspørsmålene;

*Hvordan vil bruken av massivtre i et leilighetsbygg påvirke kostnader og miljøbelastninger sammenlignet med et tilsvarende bygg i betong og stål?*

Denne masteroppgaven har brukt Skonnertveien Hageby som case-prosjekt for å kunne svare på problemstillingen og forskerspørsmålene. Studien viser at Skonnertveien Hageby utført i massivtre er estimert til å være 2,8 % dyrere enn versjonen i betong og stål. Dette tallet forutsetter da kun kostnader i forbindelse med leilighetsdelen. Massivtreversjonen har på sin side mye kortere monterings- og byggetid, men materialprisen ser ut til å være estimert som dyrere.

Massivtreversjonen kom derimot bedre ut miljømessig, med 23% mindre CO<sub>2</sub>-ekvivalenter.

For å svare nærmere på problemstillingen måtte vi ta for oss følgende forskerspørsmål:

- *Hvordan vil en konstruksjon i betong og stål utføres for å gi et representativt sammenligningsgrunnlag mot tilsvarende løsning i massivtre?*

Det er under arbeidet med denne oppgaven kommet frem til en løsning som etter forutsetningene og antagelsene gjort, tilfredsstillende tilnærmet de samme funksjonene som den opprinnelige massivtreversjonen.

Det må likevel nevnes at det under arbeidet ble funnet ut at det ikke er noen direkte fasit på hvordan dette bygget hadde blitt utformet ved bruk av alternative bæresystemer. Dette kommer av at det er en rekke ulike faktorer som bestemmer hva som er mest fornuftig for den enkelte entreprenørens ståsted.

Det er fullt mulig å lage konstruksjonsløsninger i betong og stål som kan sammenlignes med tilsvarende løsninger i massivtre.

- *Hvilke økonomiske og miljømessige fordeler og ulemper forekommer ved bruk av massivtre som konstruksjonsmateriale?*

Fra analysen kommer det tydelig frem at massivtre som byggesystem kan konkurrere med konvensjonelle løsninger i stål og betong. Ved å tenke fremtidsrettet, er det stor sannsynlighet for at krav til redusert miljøbelastning vil spille en større rolle ved tildeling av byggeoppdrag i fremtiden. Ettersom massivtre reduserer miljøbelastningene med 23% sammenlignet med den konvensjonelle versjonen stål og betong, vil massivtre som byggeløsning være godt forberedt. De økonomiske forskjellene mellom byggeløsningene har vist seg å være godt synlige. Som følger av massivtreløsningens reduserte byggetid, vil dette igjen redusere prisstigning under bygging, samt finansieringskostnader. Likevel stiller massivtre svakere på grunn av bygningskostnadene, som viste seg å spille størst rolle for den totale prosjektøkonomien.

På grunn av manglende informasjon om forventede forskjeller av prosjekteringskostnader mellom massivtrebygg og betong- og stålbygg, er det derfor flere usikkerheter knyttet til validiteten av kostnadssammenligningen. Ved å inkludere prosjekteringskostnader og tidsbruks som går med på dette før byggestart, vil resultatene muligens se noe annerledes ut.

## 10 Anbefalinger

Større bygg i massivtre har i dag ofte påstøp med betong for å beskytte og for å oppnå bedre lydreduksjon. En potensiell oppbygning av et leilighetskompleks som denne rapporten ikke har vurdert er en *kombinasjon* av betong- og massivtreelementer. I en slik konstruksjon kan man bruke de beste egenskapene fra hvert materiale og komponere en veldig god konstruksjon. En slik oppbygning kan være å bruke yttervegger i massivtre for å få et tett og kontinuerlig skall på konstruksjonen, som bærer seg selv og taket. Videre kan det benyttes betongelementer i etasjeskillere på grunn av de gode lydegenskapene betong har. Innervegger kan både være bærende/ikke-bærende vegger i massivtre eller massive betongveggelementer. Utslipp knyttet til konstruksjonen bidrar med mest klimagassutslipp gjennom livsløpet til stål- og betongbygningen, som i hovedsak har sammenheng med produksjonsprosesser knyttet til sementen i betong. Klimagassutslippene kan reduseres betydelig ved å erstatte denne konstruksjonen med tilsvarende i massivtre. En slik kombinasjonskonstruksjon kan være interessant å jobbe videre med ved en annen anledning.



## 11 Referanser

- [1] Innovasjon Norge, Norsk forskningsråd, Landbruks- og Miljødepartementet , «Skog22 - Nasjonal strategi for skog og trenæringen,» Innovasjon Norge og Norges forskningsråd, Oslo, 2015.
- [2] I. M. Strekerud, «Forskjeller i miljøpåvirkninger gjennom livsløpet til Ullerud Helsebygg som følge av valg mellom bærende konstruksjon i massivtre eller stål og betong,» NMBU, Ås, 2017.
- [3] Teknisk Ukeblad, «tu.no,» [Internett]. Available: <https://www.tu.no/artikler/norges-hoyeste-trehus-blir-studentboliger/275295>.
- [4] J. O. Røland, Interviewee, *Tømrer hos HEMATO*. [Intervju]. 2017.
- [5] TreFokus, «Massivtreelementer,» Norsk Treteknisk Institutt , [Internett]. Available: <http://trefokus.no/proff/artikler/a-bygge-med-tre/massivtreelementer>. [Funnet 2016].
- [6] Norsk Treteknisk institutt , - bygge med Massivtreelementer, Oslo, 2006.
- [7] J. V. Thue, «Betong. I Store Norske Leksikon,» Store Norske Leksikon, 20. Februar 2018. [Internett]. Available: <https://snl.no/betong>.
- [8] Sintef, «Betong. Sintef,» Sintef, [Internett]. Available: <https://www.sintef.no/betong/>.
- [9] P. J. S. J. H. M. G. P. A. M. J.-E. R. Knut O. Kjellsen, «CO2-utlipps - Sement og betong. Utfordringer og perspektiver,» Norsk Betongforenings Miljøkomité, Oslo, 2008.
- [10] Betongelementforeningen, Betongelementboka bind A, Oslo: SB Grafisk, 2010.
- [11] G. V. Hjelseth, «Plasstøpt vs. prefabrikkert betong - Valg av løsning,» NTNU, Trondheim , 2014.
- [12] T. Å. & N. Nesse, «Sement. I Store Norske Leksikon,» Store Norske Leksikon , 20. Februar 2018. [Internett]. Available: <https://snl.no/sement>.
- [13] Spenncon , «Etasjeksiller - Spenncon,» Spenncon , [Internett]. Available: <http://spenncon.no/produkter/etasjeksiller>.
- [14] Den Europeiske Standardiseringsorganisasjonen, «NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008,» Standard Norge, 2004.
- [15] S. I. Sørensen, Betongkonstruksjoner - Beregning og dimensjonering etter Eurokode 2, Akademia, 2013.
- [16] Norsk Stålforbund, «Stålsorter - Norsk Stålforbund,» Norsk Stålforbund, [Internett]. Available: <http://www.stalforbund.no/om-stal/stalsorter>.
- [17] M. S. D. & E. O. Kristiansen, «Momentbelastede endeplateforbindelser - med bruk av høyfast stål,» NTNU, Trondheim , 2017.
- [18] Den europeiske standardiseringsorganisasjonen, «NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015,» Standard Norge, 2015.
- [19] M. D. Sabatino, «Stål. I Store Norske Leksikon,» Store Norske Leksikon, 11. Mai 2018. [Internett]. Available: <https://snl.no/st%C3%A5l>.
- [20] Gränsfors bruk Sweden , «Økse kunnskap. Gränsfors bruk Sweden,» Gränsfors bruk Sweden , [Internett]. Available: <https://www.gransforsbruk.com/nb/oksekunnskap/material/>.
- [21] K.-A. L. M. V. Anne Rønning, «Kunnskapsplattform for beregning av klimabelastning fra bygg og byggematerialer,» Østfoldforskning, 2011.
- [22] Norsk Stålforbund , «Stål - Bærekraftig, fleksibelt og kreativt,» Norsk Stålforbund , 2016.
- [23] T. G. Idsøe, «Vipping, Eurokode 3 mot forenklet metode uten standard,» NMBU, Ås, 2014.
- [24] J. Lundesgaard, «Sintef Teknisk Godkjenning - Nr. 2215,» sintef certification, 2017.
- [25] M. Solheim, «FEM-analyse av større skivekonstruksjoner med Lett-Takelementer,» Universitetet for Miljø- og Biovitenskap , Ås, 2012.
- [26] D. I. K. v. Raji, «Lett-Tak diaphragm behaviour,» Lett-tak Systemer AS, Larvik, 2016.

- [27] Byggteknisk Forskrift, «TEK10,» Norsk Byggtjeneste Forlag, Oslo, 2012.
- [28] Betongelementforeningen, Betongelementboka bind E, 2008.
- [29] S. Uvsløkk, «Byggfork 471.008,» Byggforsk, 2017.
- [30] Betongelementforeningen, Betongelementboka bind B, Betongelementforeningen, 2016.
- [31] J. S. Hellenen, Interviewee, *Prosjekteringsleder, JBU*. [Intervju]. 2018.
- [32] Rambøll, «Analyse av dagens offentlige bygg i Norge,» Statsbygg, 2012.
- [33] Norconsult Informasjonssystemer & AS Bygganalyse, *Brukerdokumentasjon ISY Calcus versjon 7.0*, Norconsult Informasjonssystemer.
- [34] M. &. Byggemiljø, Forfatter, *Veiledning til praktisk bruk av LCC*. [Performance]. Multiconsult & Byggemiljø, 2006.
- [35] Næringslivets stiftelse for Miljødeklarasjoner, «EPD-Norge.no,» [Internett]. Available: <http://epd-norge.no/getfile.php/Dokumenter/Bruksanvisninger%20tolke%20EPDer/Bruksanvisning%20for%20EPD%20-%20betongelementer%20og%20fabrikkbetong.pdf>.
- [36] Aker-Byggteknikk, «A-plan. Aker-Byggteknikk,» Aker-Byggteknikk, [Internett]. Available: <http://aker-byggteknikk.no/a-plan/>.
- [37] «Byggmakkerpluss,» Byggmakkerpluss, [Internett]. Available: <http://www.byggmakkerpluss.no>.
- [38] A. S. M. V. Silje Korsnes, «Byggforsk 472.701,» Byggforsk & Enova, 2013.
- [39] H. Einstabland, «Byggforsk 523.254,» Byggforsk, 2017.
- [40] T. Ø. Ramstad, «Byggforsk 524.213,» Byggforsk, 2015.
- [41] K. Noreng, «Byggforsk 525.207,» Byggforsk, 2018.
- [42] European Organisation for Technical Approvals, «European Technical Assessment. ETA 15/0473,» European Organisation for Technical Approvals, 2015.
- [43] TreTeknikk, «Treindustriens Lille Grønne,» 2013.
- [44] A. Q. Nyrud, «Tre i innemiljø, psykologiske effekter,» Treteknisk, 2016.
- [45] Jostein Rønsen Arkitekter, «Ullerud Helsebygg,» 2016.
- [46] Norske Arkitekters Landsforbund, «trearkitektur.com,» [Internett]. Available: <https://trearkitektur.files.wordpress.com/2013/02/tre-og-by-e28093-offensiv-satsing-fra-innovasjon-norge.pdf>.
- [47] itre, «Tre og miljø - miljøutfordringer,» [Internett]. Available: [http://www.itre-as.no/?page\\_id=8](http://www.itre-as.no/?page_id=8).
- [48] Splitkon AS, «Splitkon.no,» [Internett]. Available: <http://www.splitkon.no/>.
- [49] Treteknisk, Norsk, «Rapport 83».
- [50] Asplan Viak og Husbanken, «Helhetlig miljøvurdering av byggematerialer,» 2015.
- [51] Nor Element, «Contica,» [Internett]. Available: [http://www.norelement.no/?page\\_id=82](http://www.norelement.no/?page_id=82). [Funnet Februar 2018].
- [52] Betongelementforeningen, Betongelementboka bind C, 2015.
- [53] Standard Norge, «NS 3454:2013,» Standard Norge, 2013.

## 12. Vedlegg

Vedleggene ligger i komprimert mappe, *Vedlegg*.

- 12.1 Håndberegninger
- 12.2 Robot
- 12.3 Filer fra HEMATO og BGM Arkitekter
- 12.4 EPDer
- 12.5 Forprosjekt
- 12.6 Maillkorrespondanse
- 12.7 Matlab
- 12.8 Tabeller fra ISY
- 12.9 Mengdelister
- 12.10 Brukerhåndbok ISY
- 12.11 Møtereferat
- 12.12 Tegninger konvensjonell løsning
- 12.13 Utregninger søyler, bjelker og strekkstag
- 12.14 Fremdriftsplan
- 12.15 ISY Calcus kalkylefiler
- 12.16 Beregninger og laster

A3-poster