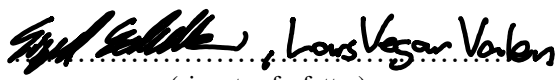




Universitetet
i Stavanger

DET TEKNISK-NATURVITENSKAPELIGE FAKULTET

BACHELOROPPGAVE

Studieprogram/spesialisering: Bachelor bygg, konstruksjonsteknikk	Vårsemesteret, 2021 Åpen / Konfidensiell
Forfatter: Sigurd Schultz, Lars Vegar Valen	 (signatur forfatter)
Fagansvarlig: Mudiyan Nirosha Damayanthi Adasooriya Veileder(e): Mudiyan Nirosha Damayanthi Adasooriya	
Tittel på bacheloroppgaven: Brannsikring av trekonstruksjoner Engelsk tittel: Fire safety of timber structures	
Studiepoeng: 20	
Emneord: Brannsikringstiltak Massivtre Sammenlikning med alternativ konstruksjon	Sidetall:66..... + vedlegg/annet: ...0..... Stavanger, 10/05/2021 dato/år

Sammendrag

Denne oppgaven sammenligner bygningskonstruksjoner i massivtre med tilsvarende konstruksjoner i betong, stål og bindingsverk med særlig hensyn til brannsikkerhet.

Vi innleder med en gjennomgang av tilgjengelig litteratur om emnene brann og brannsikkerhet generelt, og brann og massivtre spesielt. Her har vi spesielt fokus på kravene i TEK17 og preaksepterte løsninger fra Byggforsk.

Deretter har vi prosjektert et bæresystem i en firemannsbolig hvor vi omsetter teorien i beregninger. Her har vi først beregnet ytre og indre påvirkningskrefter, og bærekonstruksjonen både i massivtre og i alternativ oppbygning. Vi har brukt skjæranalogimetoden til å beregne bæreevnen til massivtreelementene, og satt opp resultatene mot resultatene i Stora Enso sin dimensjoneringskalkulator, Calculatis. Stora Enso er en av Europas største leverandører av massivtre, og Calculatis har vist seg være et nyttig verktøy i denne oppgaven.

Til slutt sammenligner vi resultatene og øvrige fordeler og ulemper til de forskjellige materialealternativene gjennomgått i oppgaven, før vi konkluderer med at massivtre er et fullverdig alternativ til stål og betong når det kommer til brann og brannsikkerhet.

Innhold

Sammendrag.....	2
Figurliste.....	4
Tabelliste	5
1. Innledning.....	7
1.1 Bakgrunn for valg av oppgave	7
1.2 Problemstilling	7
2. Teori	7
2.1 Historie og statistikk.....	7
2.2 Brannforløp	8
2.3 Termisk nedbrytning av tre	8
2.4 Brannteknisk prosjektering.....	9
2.4.1 Passive og aktive brannsikringstiltak	9
2.4.2 Materialers egenskaper ved brann	11
2.4.3 Risikoklasser og brannklasser	12
2.4.4 Brannspredning via fasader	13
2.4.5 Avstand til nærmeste bygg	19
2.4.6 TEK 17	19
2.5 Massivtre	19
2.5.1 Generelt	19
2.5.2 Massivtre og brannsikkerhet.....	21
3. Utregninger - Massivtre.....	21
3.1 Presentasjon av bygget	21
3.2 Laster	24
3.2.1 Egenlast tak	24
3.2.2 Etasjeskille.....	25
3.2.3 Egenvekt lydskillevegger	26
3.2.4 Egenvekt yttervegger.....	27
3.2.5 Karakteristisk nyttelast etasjeskille/balkong	29
3.2.6 Vindlast	30
3.2.7 Snølast	31
3.2.8 Oppsummering laster.....	32
3.3 Utregninger massivtre	32
3.3.1 Karakteristiske laster	32
3.3.2 Etasjeskille.....	32
3.3.3 Vegger	41

3.3.4	Limtre drager	44
4.	Dimensjonering i alternative materialer	48
4.1	Introduksjon.....	48
4.2	Laster.....	48
4.2.1	Tak.....	48
4.2.2	Limtre drager	50
4.2.3	Yttervegger	53
4.2.4	Betongdekker.....	54
4.2.5	Innervegger i betong.....	58
4.2.6	Stålsøyler	61
5.	Sammenligning.....	62
5.1	Brannsikkerhet.....	62
5.2	Tidsbruk.....	63
5.3	Bærekraft	63
5.4	Byggeprosessen	63
5.5	Pris.....	63
5.6	Prosjektering.....	64
6.	Konklusjon	64
7.	Kilder.....	65

Figurliste

Figur 1 –	Brannforløp (Norsk treteknisk institutt, 2006c).....	8
Figur 2 -	Brannspredning via fasader (SINTEF Byggforsk, 2019c)	13
Figur 3 -	Horisontal brannstopp (Norsk treteknisk institutt, 2006c)	14
Figur 4 -	Ekspanderende materiale i luftsjikt (SINTEF Byggforsk, 2019c).....	15
Figur 5 -	Vertikal brannspredning på tvers av etasjer (SINTEF Byggforsk, 2019c).....	15
Figur 6 -	Avstand mellom vinduer (SINTEF Byggforsk, 2019c).....	16
Figur 7 -	Inntrukne/utkragede bygningsdeler (SINTEF Byggforsk, 2019c)	17
Figur 8 -	Brannmotstand i tak og yttervegger med nærliggende bebyggelse (SINTEF Byggforsk, 2010)	19
Figur 9 -	Kantstilt element (Norsk treteknisk institutt, 2006a).....	20
Figur 10 –	Hulromselement (Norsk treteknisk institutt, 2006a).....	20
Figur 11 -	Krysslimt element (Norsk treteknisk institutt, 2006a).....	20
Figur 12 -	Konstruksjon i massivtre	21
Figur 13 -	Plantegning 1. etasje.....	22
Figur 14 -	Plantegning 2. etasje.....	23
Figur 15 -	Snitt av boenhet	23
Figur 16 -	Snitt av felles gang	24
Figur 17	Prinsipiell oppbygning av luftet skråtak med bærende konstruksjon av massivtre. (SINTEF Byggforsk, 2001).....	24
Figur 18	Preakseptert løsning (Homb & Hveem, 2011).....	26

Figur 19 - Tverrsnitt lydskillevegg (Stora Enso).....	27
Figur 20 Prinsipiell oppbygning av vegg av massivtre med påforet eller kontinuerlig isolasjon. (SINTEF Byggforsk, 2019b).....	28
Figur 21 Kart som viser plassering av bygg.....	30
Figur 22 - Tverrsnitt av etasjeskille CLT 200 L7s	33
Figur 23 - Lastpåkjenning etasjeskille (SAP2000).....	33
Figur 24 - Momentdiagram etasjeskille (SAP2000).....	33
Figur 25 - Skjæranalogimetoden illustrert (Norsk treteknisk institutt, 2006b)	34
Figur 26 - Diagram over spenningsfordeling	36
Figur 27 - Spenningsfordeling Calculatis.....	37
Figur 28 - Lastpåkjenning etasjeskille under brann (SAP2000).....	38
Figur 29 - Momentdiagram etasjeskille under brann (SAP2000).....	38
Figur 30 - Tverrsnitt av etasjeskille CLT 200 L7s etter 30 minutter brann.....	39
Figur 31 - Spenningsfordeling Calculatis etter 30 minutter brann	40
Figur 32 - Distribusjon av last over hver boenhet	41
Figur 33 - Lastpåkjenning på gavlvegg 1. etasje langs A.00-aksen	42
Figur 34 - Utnyttelsesgrad gavlvegg 1. etasje langs A.00-aksen.....	42
Figur 35 - Lastpåkjenning på glassfasade 1. etasje langs 3.00-aksen.....	43
Figur 36 - Utnyttelsesgrad glassfasade 1. etasje langs 3.00-aksen.....	43
Figur 37 - Lastpåkjenning tak	44
Figur 38 - Utnyttelsesgrad tak	44
Figur 39 – Sperretak (SINTEF Byggforsk, 2004)	48
Figur 40 - Oppbygning sperretak (SINTEF Byggforsk, 2010)	49
Figur 41 - Oppbygning av yttervegg (SINTEF Byggforsk, 2010)	54
Figur 42 - Utsnitt fra Rockwool beregningskalkulator (Rockwool.no, 2021).....	62

Tabelliste

Tabell 1 - Risikoklasser.....	12
Tabell 2 - Definisjoner av brannklasser.....	12
Tabell 3 - Sammenheng mellom risikoklasser og brannklasser	13
Tabell 4 - Minimumsavstander mellom vinduer (SINTEF Byggforsk, 2019c).....	18
Tabell 5 - Egenvekt massivtretak (SINTEF Byggforsk, 2019a)	25
Tabell 6 - Egenvekt etasjeskille.....	26
Tabell 7 - Egenvekt lydskillevegger.....	27
Tabell 8 - U-verdi yttervegger (SINTEF Byggforsk, 2019b).....	28
Tabell 9 - Egenvekt yttervegg (SINTEF Byggforsk, 2019a).....	29
Tabell 10 - Faktorer for vindhastighetstrykk.....	30
Tabell 11 - Oppsummering laster	32
Tabell 12 - Egenskaper i hvert sjikt CLT 200 L7s	34
Tabell 13 - Last- og spenningsfordeling.....	35
Tabell 14 - Egenskaper i hvert sjikt CLT 200 L7s etter 30 minutter brann.....	39
Tabell 15 - Last- og spenningsfordeling etter 30 minutter brann	40
Tabell 16 - Spennvidde på sperretak (SINTEF Byggforsk, 2004)	48
Tabell 17 - Egenvekt sperretak (SINTEF Byggforsk, 2019a)	50
Tabell 18 - Egenvekt yttervegg (SINTEF Byggforsk, 2019a).....	54
Tabell 19 - Armering i betongdekke (Byggforsk, 2013).....	55
Tabell 20 - Brannmotstand i betongdekke (Byggforsk, 2020)	56
Tabell 21 - Preaksepterte løsninger lydisolerende betongdekke (SiNTEF Byggforsk, 2015).....	57

Tabell 22 - Egenvekt betongdekke (SINTEF Byggforsk, 2019a)	58
Tabell 23 - Brannmotstand betongvegg (SINTEF Byggforsk, 2021).....	59
Tabell 24 - Lydegenskaper betong (Byggforsk, 2019).....	59
Tabell 25 - Brannmotstand betongvegger (SINTEF Byggforsk, 2021)	61
Tabell 26 - Egenvekt betongvegger (SINTEF Byggforsk, 2019a).....	61

1. Innledning

1.1 Bakgrunn for valg av oppgave

Det er rimelig å anta at det i fremtiden vil bli mer og mer aktuelt med store og mellomstore konstruksjoner bygget i tre, både ut ifra økonomiske hensyn og klimahensyn. Med mellomstore- og store konstruksjoner menes konstruksjoner større enn eneboliger. Massivtre og limtre innehar egenskaper som gjør disse materialene til gode alternativ når slike bygg skal prosjekteres. Ett av trekonstruksjoners ankepunkt er nettopp brannsikkerhet, og vi ønsker å se mer på muligheter og begrensninger innen bruk av massivtre og limtre i mellomstore og store konstruksjoner.

1.2 Problemstilling

Hvordan massivtrekonstruksjoner står seg mot tilsvarende konstruksjoner i andre byggematerialer og andre byggemetoder med særlig hensyn til brannmotstand og brannsikkerhet.

2. Teori

2.1 Historie og statistikk

Bruk av tre som byggemateriale har lang historie i Norge og verden. God tilgang, høy styrke, enkel bearbeiding og lav egenvekt (sammenlignet med stein og betong) gjør det til et utmerket byggemateriale. Men det har en akilleshæl; brann. Tre er høyst brennbart og man må derfor ta særlig høyde for brannsikkerheten under prosjektering og bygging med tre. I Norge var det 3160 bygningsbranner i 2019, og 0,35 boligbranner per 1000 innbyggere i 2016. (Statistisk sentralbyrå, 2020)

Med et gjennomsnitt på underkant av 10 branner om dagen ser man at forebygging av brann ikke er nok, man må også forebygge spredning av brann, sikre rømningstid for mennesker, responstid for brannvesen og forebygge kollaps (dvs at konstruksjonen bevarer bæreevnen) av bygninger under et komplett brannforløp. Dette viser viktigheten av å fortsette arbeidet med brannforebygging og brannsikkerhet under planlegging og prosjektering av bygg i tre.

2.2 Brannforløp

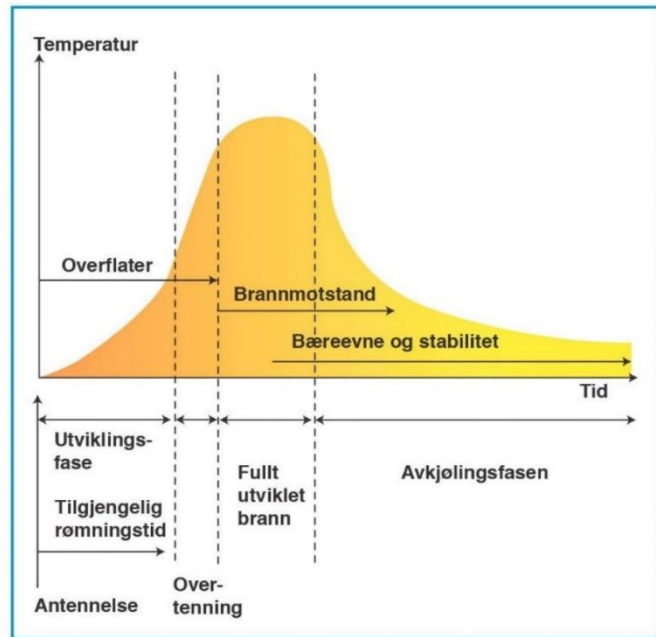
Brannforløp i et lukket rom kan deles inn i forskjellige stadier:

- Antennelse
- Utviklingsfasen
- Overtenning
- Fullt utviklet brann
- Avkjølingsfasen

Etter antennelse og under utviklingsfasen spiller inventar og innredning (møbler og løsøre etc.) en avgjørende rolle i brannforløpet, men dette er ting som i svært liten grad er regulert av myndighetskrav. Ved overttenning vil alt brennbart materiale og alle overflater i rommet involveres i brannen, og derfor er egenskapene til spesielt vegger og tak avgjørende for tiden frem til overttenning. Tiden frem til overttenning er avgjørende for redning og rømning. Overttenningsfasen kan gå svært fort, fra bare noen sekunder til et halvt minutt. I denne fasen stiger temperaturen svært raskt og kontrolleres av tilgangen til brennbart materiale og overflater i rommet.

Etter overttenning får vi en fullt utviklet brann. Intensitet og temperatur styres av hvor mye luft brannen har tilgjengelig. Under en fullt utviklet brann vil konstruksjonens bæreevne og stabilitet ha avgjørende betydning for brannmotstanden. Når brannen etter hvert mister tilgang til brennbart materiale eller oksygen, vil den avta i størrelse og til slutt dø ut.

(Norsk treteknisk institutt, 2006c)



Figur 1 – Brannforløp (Norsk treteknisk institutt, 2006c)

2.3 Termisk nedbrytning av tre

En absolutt forutsetning for at tre skal kunne brenne er at fuktigheten i treet reduseres. Under oppvarming vil vannet fordrives og temperaturen vil være konstant rundt 100-105 °C inntil alt vannet er fordampet. Etter fordampingen vil temperaturen stige, og den termiske nedbrytningen begynner. Under denne prosessen skjer det en forkulling av overflaten. Kull har en lavere varmeledningsevne enn tre (ca 0,07 W/m°C mot ca 0,014 W/m°C), så kullet vil ha en isolerende effekt og beskytte det friske treet innenfor. I det videre brannforløpet regnes forkullingshastigheten som konstant. (Norsk treteknisk institutt, 2006c)

Ulike temperaturfaser gir ulike prosesser i den påfølgende termiske nedbrytningen av tre:

- *Ca 110-230 °C*
Termisk dekomposisjon begynner. Det vil si at en del av trets bestanddeler omdannes til forskjellige gasser (bl.a. karbondioksid og karbonmonoksid), men først ved 150 – 160 °C skjer nedbrytningen raskt med tydelig mørkfarging av treet til følge.

- *Ca 230 – 260 °C*
Flammepunktet nås, det vil si den temperatur hvor treets letteste gasser (metanol og formaldehyd) i kontakt med luft og flammer antennes. Forbrenningen kan ikke holde seg selv i gang ved denne temperaturen.
- *Ca 260 – 290 °C*
Brennpunktet, det vil si at gasser har fått en sammensetning og temperatur som medfører forbrenning med varmeoverskudd. Temperaturen vil heretter suksessivt stige til ca 1000 °C.
- *Ca 350 – 450 °C*
Selvantennelse, det vil si at gassene i kontakt med luft vil antennes uten tilstedeværelse av flamme. Ved ca 500 °C består gassene hovedsakelig av hydrogen, karbonmonoksid og tjæredamp.

(Norsk treteknisk institutt, 2006c)

2.4 Brannteknisk prosjektering

Brannteknisk prosjektering dreier seg om tiltak som skal gjøres i byggeprosessen for både å redusere faren for brann, samt å redusere faren for liv og helse når det først begynner å brenne. Dette er noe som bør starte så tidlig i byggeprosessen som mulig for å unngå problemer på senere stadier. Det er både lettere og kostnadsbesparende å planlegge brannsikringstiltak fra begynnelsen av byggeprosessen. Man deler gjerne brannteknisk prosjektering opp i to alternative fremgangsmåter:

- Forenklet prosjektering; der man prosjekterer i henhold til preaksepterte løsninger uten avvik. De preaksepterte ytelsene som er gitt av i veiledningen gjelder for bygg i brannklasse 1, 2 og 3 og inntil 16 etasjer.
- Analytisk prosjektering; der man gjør en analyse som viser at forskriftens krav overholdes. For bygg i brannklasse 4 skal brannsikkerheten alltid dokumenteres med analyse.

Konstruksjonen i denne oppgaven kvalifiserer til bruk av forenklet prosjektering med preaksepterte løsninger.

2.4.1 Passive og aktive brannsikringstiltak

Brannsikringstiltak blir delt inn i to kategorier, aktive og passive.

2.4.1.1 Passive brannsikringstiltak

Passive brannsikringstiltak er byggetekniske løsninger som hindrer og hemmer brannutvikling. Dette innebærer valg av materialer, konstruksjoner og bygningsdeler som tilfredsstiller krav om branntekniske egenskaper. Disse løsningene skal sikre tilstrekkelig

bæreevne og brannmotstand mellom ulike bygningsdeler for å sikre relativt trygge rømningsmuligheter, unngå overtenning og dermed forenkle slokkearbeidet.

Brannmotstand er som navnet tilsier motstanden en bygningsdel yter under en brann. Den bestemmes ved standardisert og produktnøytral prøving ved godkjente prøvingslaboratorium, f.eks. SINTEF NBL (Norges branntekniske laboratorium). Brannmotstanden blir delt inn i flere underkategorier, herunder bæreevne (R), integritet (E), isolasjonsevne (I) og mekanisk motstandsevne (M). Bæreevne er evnen til en bærende bygningsdel å tåle påkjenningen den er utsatt for under en brann uten å miste nødvendig styrke. Integritet er evnen til å hindre brannspredning ved flammer og varme gasser gjennom en brannskillende bygningsdel (vegg, tak og etasjeskille). Isolasjonsevnen bestemmes av temperatur målt på baksiden av en brannutsatt brannskillende bygningsdel. Mekanisk motstandsevne er evnen til å motstå kreftene fra påkjenningen av å bli truffet av en annen bygningsdel som bryter sammen. I tillegg til disse kategoriene (R, E, I, M) betegner vi også brannmotstand med antall minutter bygningsdelen skal holde under forholdene i en brann. En frittstående bærende søyle kan f.eks. ha betegnelsen R60, imens en brannskillevegg kan ha betegnelsen EI30.

Dersom avstanden til nærmeste bygning er mindre enn 8 meter skal det prosjekteres brannvegg der det er aktuelt. Det stilles høye krav til brannveggers brannmotstandsegenskaper, særlig med tanke på stabilitet. Brannvegger skal utføres i ubrennbare materialer, og ha brannmotstand på 120 minutter. En typisk brannvegg kan ha betegnelsen REI 120-M, ubrennbar. Større bygg kan internt deles inn i seksjoner. I likhet med brannvegger skal seksjonene utføres i ubrennbare materialer, her er kravet for brannmotstand 90 minutter. De forskjellige seksjonene deles ytterligere inn i mindre brannceller. Brannceller er bygget opp av brannskillende bygningsdeler med brannmotstand på minst 30 minutter. Brannceller kan være et rom, flere rom i en bruksenhet, en etasje eller en hel bygning. En boenhet regnes for å være en branncelle, det vil si en enebolig, en rekkehusbolig eller en leilighet. Utover dette skal hver naturlige bruksenhet være en egen branncelle, det vil si et klasserom, møterom, auditorier, hotellrom etc. (Edwardsen & Ramstad, 2007, pp. 37-41)

2.4.1.2 Aktive brannsikringstiltak

Aktive brannsikringstiltak er tekniske installasjoner som monteres i et bygg for å øke sikkerheten for brukere, samt å redusere materielle skader. Eksempler på aktive brannsikringstiltak er sprinkleranlegg, røykvarselsystem eller brannluker som drenerer ut røyk og avgasser. Disse systemene starter automatisk under brann- eller røykutvikling, og kan være svært utslagsgivende på hvordan brannforløpet utarter seg, og hvorvidt mennesker og dyr kommer seg i sikkerhet. (Edwardsen & Ramstad, 2007, pp. 37-41)

2.4.1.3 Rømningsvei

Alle bygg skal utformes og utføres med rømningsveier for enkel og rask evakuering ved en eventuell brann. En rømningsvei skal utgjøre en egen branncelle, og skal være det siste som skal blokkeres av brann eller røyk. Det skal være mulig å ta i bruk minst to forskjellige rømningsveier fra ethvert sted i bygget, og disse skal være uavhengig av hverandre så langt det lar seg gjøre. Faktorer som skal tas hensyn til når man utformer en rømningsvei (i tillegg til at kravene om brannmotstand for branncelle er oppfylt) er oversiktighet,

framkommelighet, antall mennesker som det forventes at skal bruke den og avstander (hvor langt det er til nærmeste utgang). Her kan også aktive brannsikringstiltak som selvlukkende dører, automatisk røykventilasjon, merking og belysning vurderes.

Alternativt kan også vinduer regnes som rømningsvei, men det stilles bestemte krav til utforming og plassering, herunder dimensjoner, åpningsmuligheter, atkomst fra innsiden og avstand fra vinduet ned til terrenget under (her er kravet maks 5 meter for boliger). Dersom et vindu skal benyttes som rømningsvei må visse hensyn tas med tanke på hvem som er brukere av bygget. Selv om kravet om avstand fra vinduet ned til terrenget under er tilfredsstillt, er det ikke nødvendigvis hensiktsmessig å bruke det som rømningsvei dersom det er f.eks. eldre, funksjonshemmede eller barn som primært skal bruke bygget. Det samme gjelder der balkonger eller svalganger blir regnet som rømningsvei. I slike tilfeller bør brannstige/brantrapp vurderes. (Edwardsen & Ramstad, 2007, pp. 37-41)

2.4.2 Materialers egenskaper ved brann

2.4.2.1 Brannklassifisering

Alle materialer brukt i bygg skal klassifiseres etter europeisk klasser. Det angis tre egenskaper: Brennbarhet, røykproduksjon, og fallende partikler/dråpesmitte. (Norsk treteknisk institutt, 2006c) Ved testing etter ISO 9705-1:2016 som i all hovedsak tilsvarende NS-EN 14390:2007 observeres tid til full overtenning, varmeavgivelse, røykproduksjon, brannutbredelse og dråpesmitte.

2.4.2.2 Brennbarhet

Ut ifra brennbarhet og antenningstid deles materialene inn i forskjellige Euroklasser:

- A – Ubrennbare materialer, minste tid til overtenning skal være 20 minutter
- B – Begrenset brennbar, minste tid til overtenning skal være 20 minutter
- C – Brennbar, minste tid til overtenning skal være 12 minutter
- D – Brennbar, minste tid til overtenning skal være 10 minutter
- E – Brennbar, minste tid til overtenning skal være 2 minutter
- F – Ingen dokumentasjon på brennbarhet

Nærmere beskrivelser av klassifiseringene finnes i NS 3919:1997

2.4.2.3 Røykproduksjon

Materialer deles inn i klassene s1, s2 og s3 ut ifra røykproduksjonen, der s1 betyr at produktet gir lite røykproduksjon og s3 er uten begrensning for røykproduksjon.

2.4.2.4 Dråpesmitte

Ut ifra fallende partikler/dråpesmitte deles produktene inn i klassene d0, d1 og d2, der d0 betyr at det ikke oppstår flammende dråper eller partikler, og d2 er uten begrensninger for dråpesmitte.

(Direktoratet for byggkvalitet, 2017c)

2.4.3 Risikoklasser og brannklasser

Ut ifra trusselen en brann kan innebære for skade på liv helse skal alle byggverk kategoriseres i risikoklasser. I større byggverk er det vanlig å dele opp bygget i forskjellige risikoklasser avhengig av bruksområdet. TEK17 deler inn risikoklassene på følgende måte:

Tabell 1 - Risikoklasser

Risikoklasse	Byggverket kun beregnet for sporadisk personopphold	Personer i byggverket 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

Byggverk eller deler av et byggverk skal deles inn i brannklasser basert på risikoklassene, skadene og konsekvensene en eventuell brann kan ha, både med tanke på liv og helse, men også samfunnsmessige interesser og miljøet. Disse brannklassene legges til grunn for prosjektering og utførelse for å sikre byggets bæreevne og sikker rømning gjennom brannforløpet. TEK17 deler inn brannklassene på følgende måte:

Tabell 2 - Definisjoner av brannklasser

Brannklasse	Konsekvens
1	Liten
2	Middels
3	Stor
4	Særlig stor

Tabell 3 viser sammenhengen mellom risikoklasse og brannklasse. Noen unntak jf TEK17

Tabell 3 - Sammenheng mellom risikoklasser og brannklasser

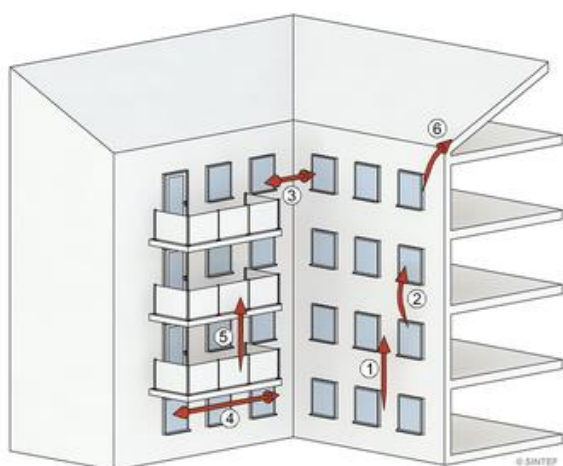
Risikoklasse	Antall etasjer			
	1	2	3 og 4	5 eller flere
1	-	BKL1	BKL2	BKL2
2	BKL1	BKL1	BKL2	BKL3
3	BKL1	BKL1	BKL2	BKL3
4	BKL1	BKL1	BKL2	BKL3
5	BKL1	BKL2	BKL3	BKL3
6	BKL1	BKL2	BKL2	BKL3

Brannklasse 4 benyttes kun når konsekvensen ved brann kan bli særlig stor med tanke på liv og helse, miljøet eller samfunnet generelt. Trekonstruksjoner faller vanligvis ikke under denne kategorien.

(Direktoratet for byggkvalitet, 2017a), (Direktoratet for byggkvalitet, 2017b)

2.4.4 Brannspredning via fasader

Når det brenner i et rom og vi får en fullt utviklet brann, er som regel tilgangen til oksygen via dører og vinduer begrenset. Men et vanlig vindusglass tåler normalt ikke høye temperaturer og vil derfor sprekke og falle ut. Åpningen etter det knuste vinduet vil dermed slippe inn mer oksygen og bidra til forbrenningen inne i rommet. I tillegg kan da røyk og flammer komme ut, og spre brannen til fasaden. En videre spredning av brannen til andre brannceller er avhengig av fasadekledningens materialer og oppbygning. For eksempel kan spredning skje via hulrom i fasaden slik som luftespalter bak kledning, selv om kledning og andre materialer i hulrommet er ubrennbare. En vertikal brannspredning via fasaden kan føre til en samtidig spredning til flere brannceller, og er derfor den spredningsformen som har de alvorligste konsekvensene. En slik brannspredning kan få stor betydning for rømning, redning, slokking og sikring av verdier. Horisontal brannspredning kan også forekomme, men er vanligvis ikke like rask og alvorlig som den vertikale. Åpne flammer ut av en branncelle vil ved brennbar fasade gi en betydelig fare for antennelse av fasaden og spredning til andre brannceller via denne.



Figur 2 - Brannspredning via fasader (SINTEF Byggforsk, 2019c)

Ulike måter brann kan spre seg i fasader på:

1. Vertikal brannspredning i selve fasaden
2. Vertikal brannspredning fra et vindu til vinduer i etasjen over
3. Horisontal brannspredning mellom fasader og vinduer
4. Horisontal brannspredning via undersiden av balkonger og svalganger
5. Vertikal brannspredning via balkonger
6. Brannspredning til kaldt loft via fasaden

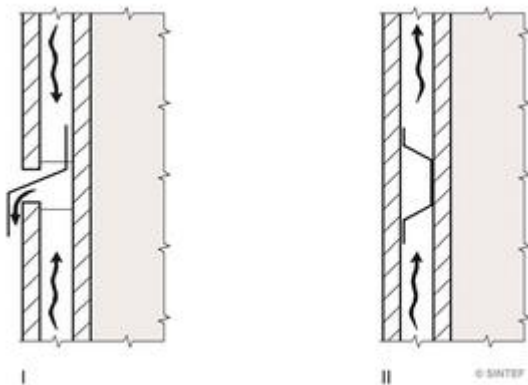
2.4.4.1 Vertikal brannspredning i selve fasaden

Ved bruk av brennbar utvendig kledning vil flammer kunne spre seg på selve kledningen. Omfanget av en slik spredning vil være sterkt avhengig av materialenes brannegenskaper og værforhold. Også kledningens oppbygning har betydning, for eksempel sprer branner seg lettere og med større intensitet i horisontal kledning enn i vertikal kledning.

Brannegenskapene til eventuelle overflatebehandlinger kan også ha store utslag på brannens spredning og intensitet. Som regel er brannspredning via selve kledningen mindre omfattende enn via luftespalten bak kledningen.

Dersom materialene i luftespalten er brennbare, kan spredning via denne forekomme. En viktig mekanisme ved brann i luftespalter er at brennbare materialer brenner bedre dersom de brennende flatene stråler mot hverandre. En annen viktig mekanisme er skorsteinseffekten. Den kan uavhengig av materialenes brennbarhet oppstå dersom fasadekledningen er tett, og føre til hurtig spredning bak kledningen. «Skorsteinseffekten oppstår når den termiske oppdriften av uforbrente gasser fra brannrommet, sammen med vind, gjør at gassene beveger seg hurtig oppover i fasadens luftespalte. Branngassene antenner når de når toppen av luftespalten og får tilgang på oksygen. Disse flammene suger kraftig og øker branngassenes oppdrift i luftespalten» (SINTEF Byggforsk, 2019c). Selv små branner i luftespalter kan være svært vanskelige å slukke siden de er vanskelige å komme til.

For å hindre brannspredning via kledning og luftespalter kan man montere beslag eller bord bak eller gjennom kledningen som på figur 3.

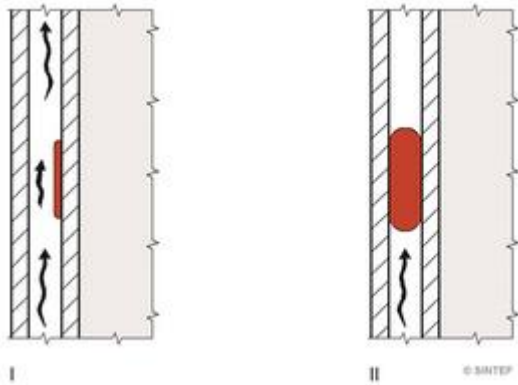


Figur 3 - Horisontal brannstopp (Norsk treteknisk institutt, 2006c)

Figur 3 viser eksempler på horisontal brannstopp:

- I. Beslag montert som horisontal brannstopp gjennom luftespalte og utvendig kledning.
- II. Horisontal brannstopp montert i luftespalte. Det er viktig at man sikrer tilstrekkelig luftstrøm i luftespalten for å unngå fuktproblemer.

En annen mulighet som ikke vil gi problemer med luftstrømmen i normalt tilstand er å montere brannstopp av ekspanderende materialer bak kledningen som på figuren under. Denne massen utvider seg hurtig under varmen fra en brann og tetter luftespalten, og hindrer på denne måten videre brannspredning via hulrommet.



Figur 4 - Ekspanderende materiale i luftsjikt (SINTEF Byggforsk, 2019c)

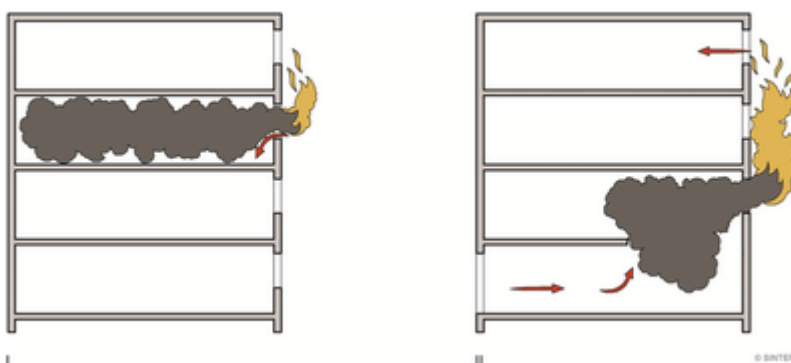
Figur 4 viser eksempel på horisontal brannstopp i luftspalten:

- I. Brannstopp med ekspanderende materiale og åpen luftspalten før brann.
- II. Brannstopp med ekspanderende materiale som har tettet luftspalten ved brann.

Avstanden mellom slike brannstoppere må vurderes for hvert tilfelle, men bør som hovedregel monteres ved hvert etasjeskille og leilighetsskille.

2.4.4.2 Vertikal brannspredning fra et vindu til vinduer i etasjen over

Hvis en brann bryter ut gjennom vinduer kan den spres vertikalt via vinduene i etasjen over. Hvis vinduet er knust under en brann vil trykkforskjellene forårsaket av forbrenningen gjøre at luft blir sugd inn i nedre kant av vinduet og at flammer, røyk og branngasser strømmer ut i øvre kant. Hvis det i tillegg er tilgang til luft i fra andre åpninger vil dette ytterligere øke hastigheten på branngassene ut av vinduet, og man vil kunne få flammer som er både lengre og mer intense enn man ellers ville kunne anta, selv fra små vinduer.



Figur 5 - Vertikal brannspredning på tvers av etasjer (SINTEF Byggforsk, 2019c)

Figur 5 viser brannspredning fra underliggende vindu til vindu i etasjen over:

- I. Uten lufttilførsel fra lavere nivå

II. Med lufttilførsel fra lavere nivå, slik at det oppstår spesiell trekk i branncellen

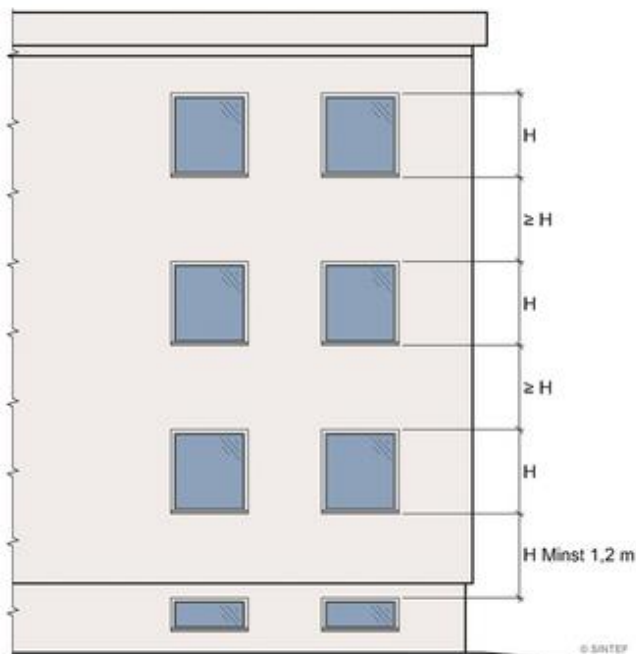
Eksponerte massivtreelementer inne i bygningen, utstrakt bruk av brennbare innvendige kledninger eller høy brannenergi i rommet vil kunne gi økt produksjon av branngasser, som i mangel på oksygen inne i rommet forbrenner etter at de har kommet ut av vinduene. Dette kan gi høyere flammer og økt strålingsintensitet på fasaden. Også utformingen av bygget har innvirkning. For eksempel kan innvendige hjørner og nisjer gi høyere flammer enn man ellers vil kunne regne med. Det kan da være nødvendig med tiltak utover de preaksepterte ytelsene for å forhindre vertikal spredning via selve fasaden.

Vertikal brannspredning via vindu til etasjen over vil vanligvis ha større konsekvenser enn spredning til en annen branncelle i samme etasje. Dette er fordi det sannsynligvis vil gi større fare ved rømning og redning, og vil gjøre det vanskeligere å slokke.

Det finnes flere tiltak man kan iverksette for å forhindre vertikal spredning mellom vinduer, og man må se dem i sammenheng og ofte kombinere dem. Det er krav om dokumentasjon av brannscenarier og effekt av de valgte tiltakene.

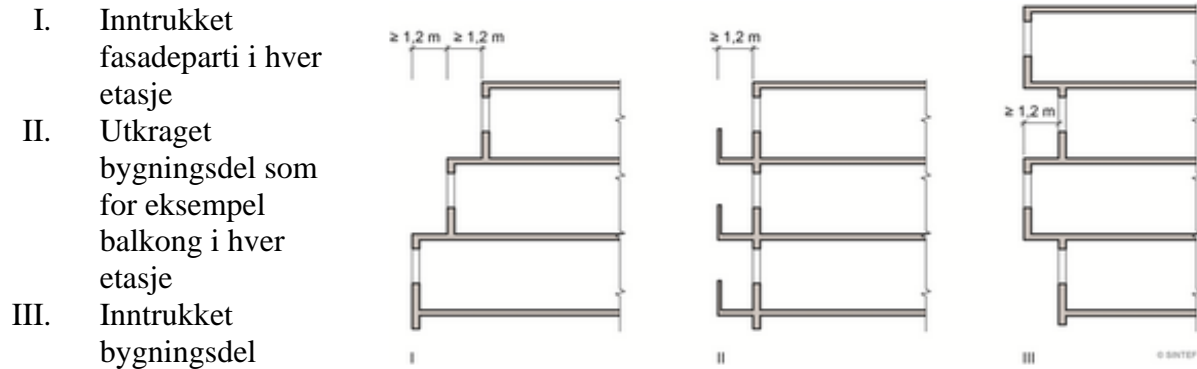
Automatisk sprinkleranlegg i bygget reduserer betydelig faren for overtenning i de ulike branncellene, og dermed også spredningsfaren via vinduer. Dette er et tiltak som kan benyttes alene for å hindre slik spredning.

Et annet tiltak er å ha kjølesoner i fasaden mellom vinduene. Hensikten med en slik kjølesone er å ha en vertikal avstand mellom uklassifiserte vinduer, for å redusere risikoen for vertikal brannspredning. Dette er et tiltak som må kombineres med brannstopp i luftespalte. Kjølesonen må være minst like høy som det nederste vinduet og ha brannmotstand på minimum E30. SINTEF Byggforsk anbefaler at feltet holder minst EI30 og at avstanden er minst 1,2m som på figuren under. Ved sideforskyvning av vinduene bør minste avstand være 1,2m mellom hjørnene.



Figur 6 - Avstand mellom vinduer (SINTEF Byggforsk, 2019c)

Ved å ha inntrukne fasadepartier eller utkragede bygningsdeler slik som balkonger, vil man kunne lede flammene ut fra fasaden. Man vil da kunne hindre spredning via overliggende vinduer og balkongdører. Dette krever at bygningsdelen har samme brannmotstand som etasjeskillet og er utkraget eller inntrukket minimum 1,2m.



Figur 7 - Inntrukne/utkragede bygningsdeler (SINTEF Byggforsk, 2019c)

2.4.4.3 Horisontal brannspredning mellom fasader og vinduer

Dersom vinduer er nær hverandre i innvendige hjørner eller i motstående fasader kan brannspredning lett forekomme. Dette vil skje enten ved at vinduer er åpne, knuste eller gjennom strålingsvarme mot lett antenkelige elementer slik som gardiner. Veiledningen til TEK17 gir minsteavstander mellom vinduer i innvendige hjørner og motstående fasader, samt krav til brannmotstand i tabell 4.

Tabell 4 - Minimumsavstander mellom vinduer (SINTEF Byggforsk, 2019c)

Innbyrdes plassering	Avstand, L (m), mellom vinduer eller glassflater	Nødvendig brannmotstand
Vinduer i motstående parallelle yttervegger i brannklasse 1 ¹⁾	L < 3,0 3,0 < L < 6,0 L ≥ 6,0	Ett vindu EI 30 eller begge EI 15 Ett vindu E 30 eller begge EI 15 Vinduer uten brannmotstand
Vinduer i motstående parallelle yttervegger i brannklasse 2 og 3 ¹⁾	L < 3,0 3,0 < L < 6,0 L ≥ 6,0	Ett vindu EI 60 eller begge EI 30 Ett vindu E 60 eller begge E 30 Vinduer uten brannmotstand
Vinduer i innvendige hjørner i brannklasse 1	L < 2,0 2,0 < L < 4,0 L ≥ 4,0	Ett vindu EI 30 eller begge EI 15 Ett vindu E 30 eller begge EI 15 Vinduer uten brannmotstand
Vinduer i innvendige hjørner i brannklasse 2 og 3	L < 2,0 2,0 < L < 4,0 L ≥ 4,0	Ett vindu EI 60 eller begge EI 30 Ett vindu E 60 eller begge E 30 Vinduer uten brannmotstand

¹⁾ For motstående parallelle yttervegger gjelder tabellen kun når vindusarealet utgjør mindre enn 1/3 av veggarealet.

2.4.4.4 Horisontal brannspredning via undersiden av balkonger og svalganger

Kontinuerlige brennbare utspring i fasaden slik som balkonger eller svalganger kan lett føre til horisontal brannspredning ved at de leder flammene bort til vinduer og dører i neste branncelle. Balkonger bør helst deles opp slik at de ikke er kontinuerlige forbi brannskillevegg, eller så må brannskilleveggen trekkes ut til ytterkant på balkongen. Det stilles også krav til brannmotstanden i selve balkongen. Hvis balkongen er en del av rømningsvei, må den utføres i henhold til bygningens brannklasse, og hvis den skal fungere som flammeskjerm må den holde samme brannmotstand som etasjeskillet. Det stilles også krav til overflatene ut ifra hvilken brannklasse bygningen er i.

2.4.4.5 Vertikal brannspredning via balkonger

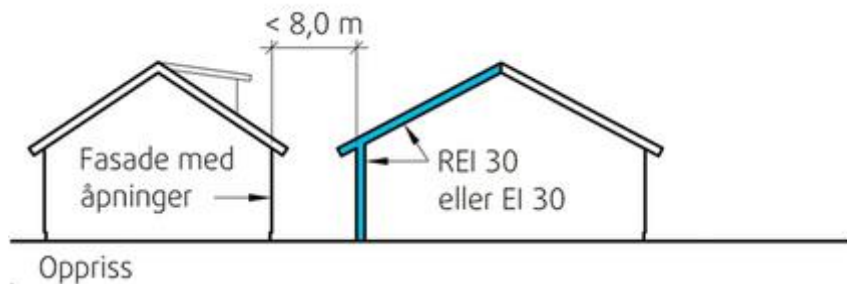
Åpne balkonger kan fungere som flammeskjerm og utgjør lite fare for brannspredning siden de inneholder lite brennbart materiale og slipper lett ut branngasser. Innglassede og delvis lukkede balkonger kan derimot føre til økt fare for brannspredning. Disse kan føre til at branncellen utvides og at flammefronten flyttes lenger ut på balkongen. De blir da regnet som en del av fasaden og balkongdekket vil ikke lenger kunne fungere som flammeskjerm.

2.4.4.6 Brannspredning til kaldt loft via fasaden

Det har vært mange branner som har blitt svært store på grunn av at brannen har spredt seg via kaldt loft med underdimensjonert eller manglende brannskiller. Brannene har da enkelt kunne spre seg til andre brannceller. SINTEF Byggforsk har laget flere byggdetaljblader på hvordan slike brannskiller samt raft og utstikk kan brannsikres. (SINTEF Byggforsk, 2019c)

2.4.5 Avstand til nærmeste bygg

Om avstanden til nærmeste nabo bygg er mindre enn 8,0 meter må yttervegger og yttertak holde brannklasse EI30 eller bedre. Byggforsk anbefaler imidlertid å utføre den ene bygningen med yttervegg og tak med 30 minutters brannmotstand, dvs. REI 30 eller EI 30, uten dører og vinduer som kan åpnes, og der eventuelle lufteventiler og åpninger også utføres med 30 minutters brannmotstand. Da står man fritt ved valg av konstruksjon og plassering av vinduer og dører i den andre bygningen. (SINTEF Byggforsk, 2010).



Figur 8 - Brannmotstand i tak og yttervegger med nærliggende bebyggelse (SINTEF Byggforsk, 2010)

2.4.6 TEK 17

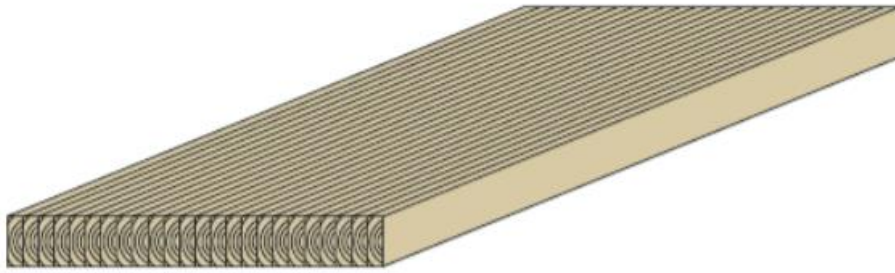
Tek 17 gir en rekke funksjonskrav til alle sider av teknisk gjennomføring av et bygg, men ofte fortolket og gitt som et ytelseskrav i forskriften. Andre krav er fortolket og gitt som preaksepterte løsninger i veiledningen til forskriften. Dette er i stor grad tilfellet med f.eks. kravene til ytelse mot brann. Det aller meste i denne oppgaven er basert på TEK17 kapittel 11, Sikkerhet ved brann. Her finner man krav (og i veiledningen preaksepterte løsninger) for blant annet:

- Brannteknisk prosjektering
- Inndeling av risikoklasser
- Inndeling av brannklasser
- Bæreevne og stabilitet
- Brannseksjoner
- Brannceller
- Krav om rømning og redning
- Tilrettelegging for slokke- og redningsmannskaper

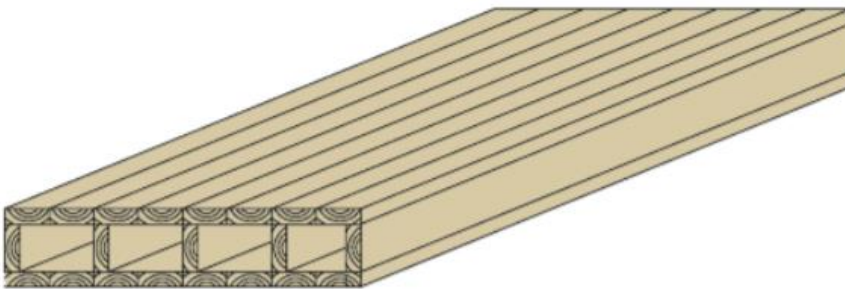
2.5 Massivtre

2.5.1 Generelt

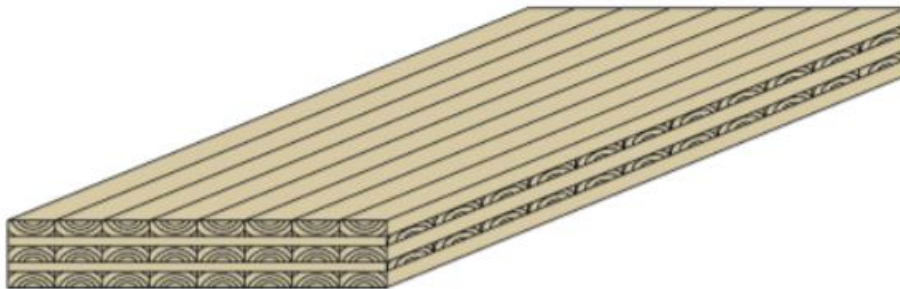
Massivtre er elementer i tre bygget opp av planker som er enten limt, skrudd, spikret, eller festet sammen ved hjelp av stålstag eller tredybler. Elementene fungerer som bærende konstruksjon samtidig som det har gode isolerende egenskaper. Det er tre hovedtyper av massivtreelementer; kantstilte elementer, hulromselementer, og krysslagte elementer som er den mest vanlige.



Figur 9 - Kantstilt element (Norsk treteknisk institutt, 2006a)



Figur 10 – Hulromselement (Norsk treteknisk institutt, 2006a)



Figur 11 - Krysslimt element (Norsk treteknisk institutt, 2006a)

Massivtre prefabrikeres og elementene monteres på byggeplassen. Utskjæringer til dører, vinduer, dragere og tekniske installasjoner gjøres på forhånd slik at arbeidet med å montere på byggeplassen forkortes og forenkles betraktelig sammenlignet med konstruksjoner i vanlig bindingsverk. Prosjektering i massivtre tillater også store arkitektoniske friheter da materialet er lett i vekt og innehar stor styrke, med spennvidder opp imot 7 meter (14 dersom man kombinerer med limtredragere) (Norsk treteknisk institutt, 2006a). I tillegg til kort byggetid har massivtre en rekke andre fordeler som lav vekt som gir enkel transport og håndtering på byggeplass. Massivtre bidrar dessuten til et godt innemiljø da det kan ta opp og avgi både varme og luftfuktighet, i tillegg til å være estetisk vakkert. Tre er også en fornybar ressurs

som gjør massivtre til det mest miljøvennlige alternativet sammenlignet med betong og stål. Dersom man skal ha f.eks. et etasjeskille i krysslågt massivtre er det de ytterste sjiktene som får den største påkjenningen, og det er vanlig å bygge opp elementet med yttersjiktet i høyere fasthetsklasse enn innvendige, og man får dermed utnyttet mer av tømmeret. Selv om Norge har god tilgang på tømmer er ikke massivtre veldig utbredt her til lands enda.

2.5.2 Massivtre og brannsikkerhet

Til tross for at tre er et høyst brennbart materiale, er det svært forutsigbart i brannsituasjon. Massivtre er kapabelt til å bevare de grunnleggende funksjonene som bæreevne, integritet og isolering i et brannforløp selv etter overtenning. Grunnen til dette er at tre brenner med en konstant hastighet på $\beta_n = 0,7 - 0,8 \text{ mm}/\text{min}$ (β_n varierer med materialet) og etterlater seg ett isolerende forkullingslag. Dette forkullingslaget stopper både oksygentilførsel og varme. Bak dette laget vil det resterende «friske» treet ha tilnærmet uendrede egenskaper. I en brannsituasjon er altså det eneste som endrer seg tverrsnittarealet, og man beregner styrken ut ifra det resterende arealet av elementet. (Norsk treteknisk institutt, 2006a)

3. Utregninger - Massivtre

3.1 Presentasjon av bygget



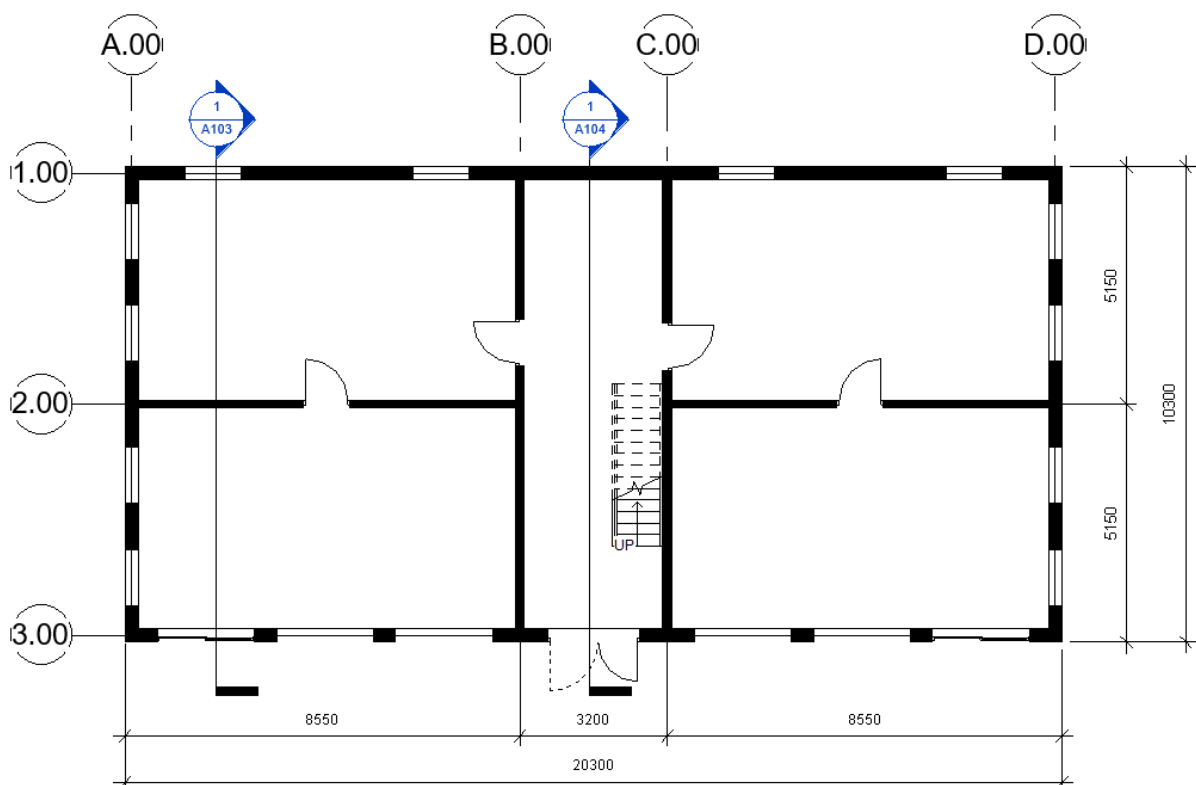
Figur 12 - Konstruksjon i massivtre

Til vår oppgave har vi valgt å prosjektere en firemannsbolig. Vi har valgt et prinsipielt bæresystem i massivtre bestående av bærende yttervegger, skillevegger mot felles gang, bærende innervegger i langsgående retning i 1.etasje. Også taket og etasjeskillet vil bli dimensjonert i massivtre. Boenhetene i 2. etasje vil ha full takhøyde, og for å kunne få mest mulig fleksibel planløsning vil det være limtre drager i mønet som bærer taket. Hver leilighet og felles trapperom vil prosjekteres som selvstendige brannceller. Vi har valgt å ha to separate

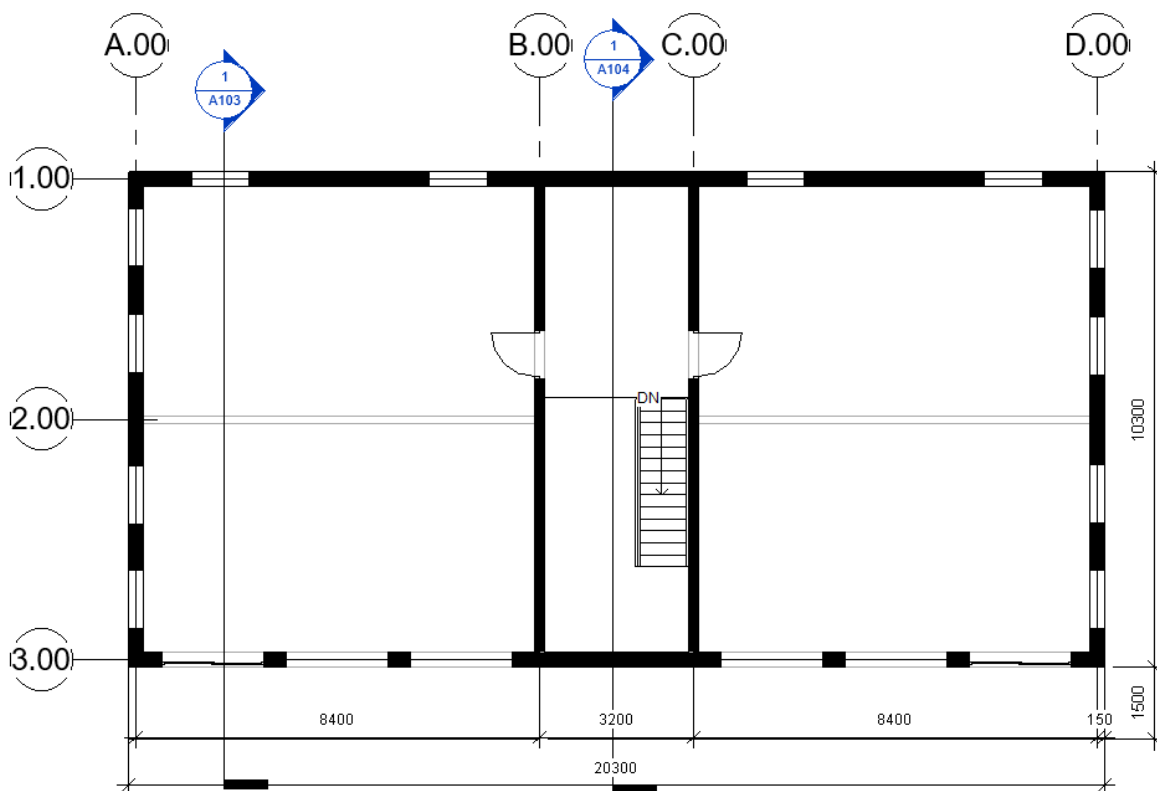
balkonger som vil fungere som flammeskjerming for balkongdører og vinduer som går til gulvet. Balkongene går ikke forbi brannskillende vegger for å hindre horisontal brannspredning via fasaden. Øvrige vindusåpninger plasseres med kjølesone større enn vinduet under, og brannstopp i luftespalten. Av estetiske hensyn vil det være eksponert massivtre innvendig. Ytterveggene utføres i REI30. Dette er bevisste valg for å oppfylle kravene i punkt 2.4.4. Siden det er en firemannsbolig, er bygget beregnet for varig personopphold og overnatting. Beboerne vil kjenne til rømningsveier, og forutsatt bruk innebærer ikke stor brannfare. Dette gjør at vi plasserer bygget i risikoklasse 4. Sammenholdt med at bygget har 2 etasjer plasserer bygget seg i brannklasse 1, jmf punkt 2.4.3. Vi forutsetter at vårt bygg er mer enn 8,0 meter fra nabobygg, men vil likevel prosjektere med brannklasse REI30 siden bygget inneholder flere leiligheter som skal fungere som egne brannceller, jmf punkt 2.4.5.

Vi har valgt å plassere bygget vårt på en tenkt tomt i Valen 15, 4071 Randaberg. Dette er et temmelig flatt område med sammenhengende småhusbebyggelse ca. 2,5km fra kysten. Vi vil beregne ytre påkjenninger, slik som vind- og snølast, og indre belastninger som nytte- og egenlast.

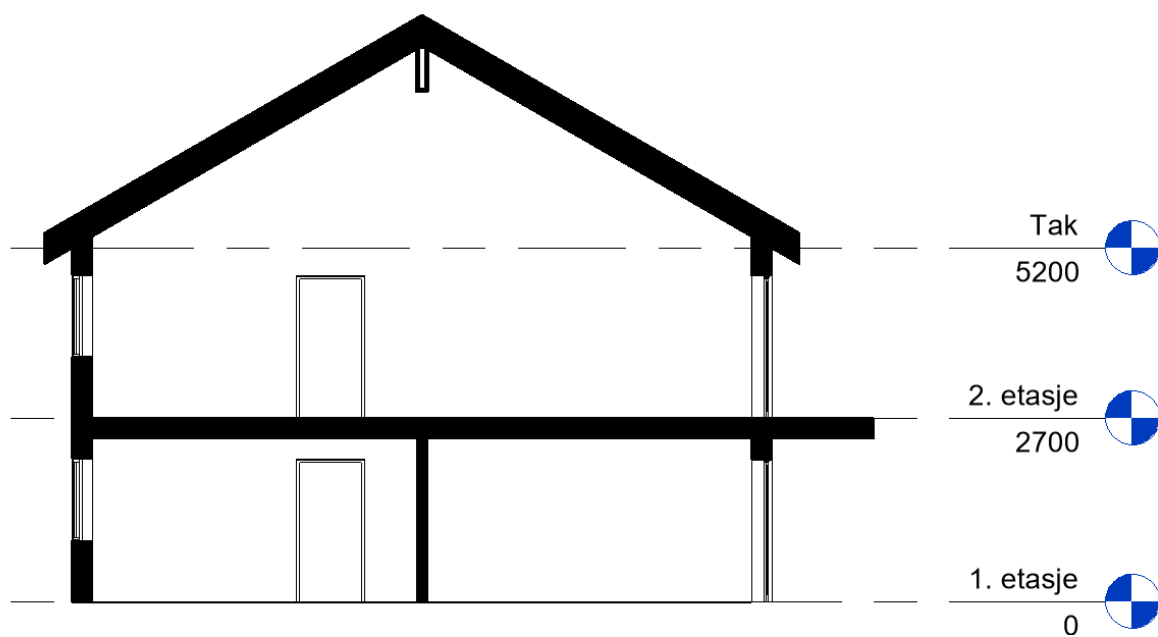
Vi vil så dimensjonere alle elementer i bæresystemet for å tåle disse lastene. Videre vil vi beregne bæreevnen under brann og stille opp resultatene mot kravene i TEK17 for brannsikkerhet.



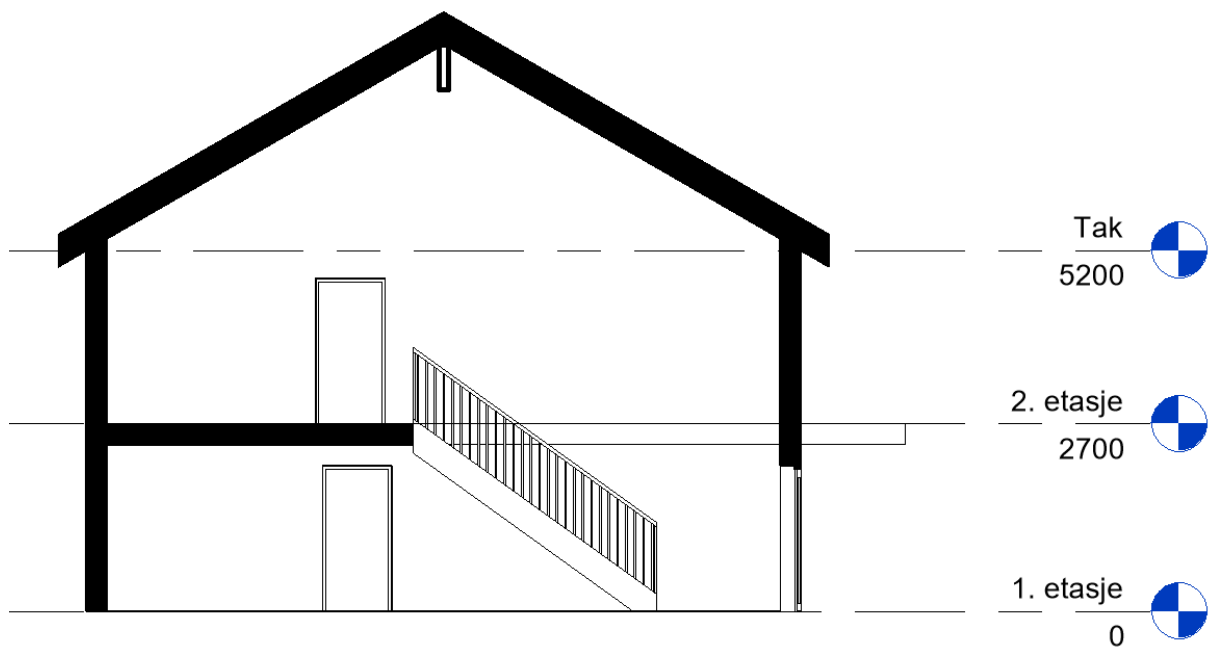
Figur 13 - Plantegning 1. etasje



Figur 14 - Plantegning 2. etasje



Figur 15 - Snitt av boenhet

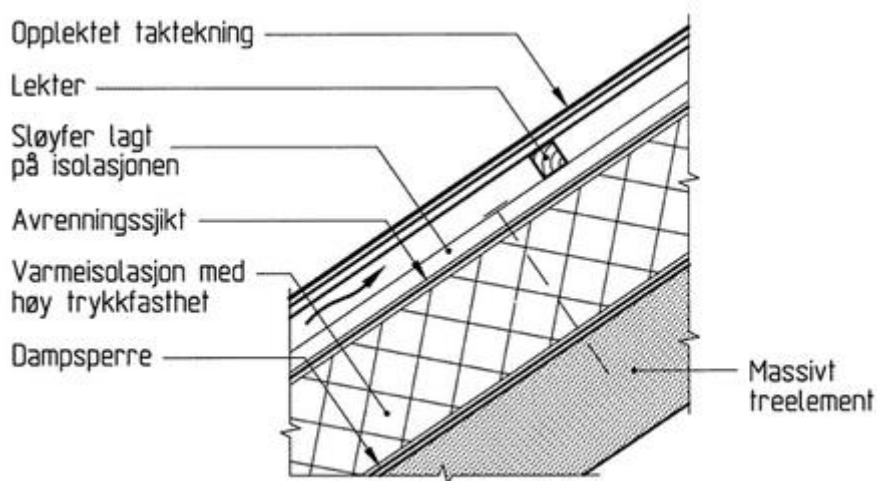


Figur 16 - Snitt av felles gang

3.2 Laster

3.2.1 Egenlast tak

Yttertaket vil bestå av bærende konstruksjon av massivtre med synlig innside og isolert og luftet utside. Vi har hentet en preakseptert løsning fra byggforsk (figur 16):



Figur 17 Prinsipiell oppbygning av luftet skråtak med bærende konstruksjon av massivtre. (SINTEF Byggforsk, 2001)

Tabell 5 - Egenvekt massivtretak (SINTEF Byggforsk, 2019a)

Konstruksjon	Isolasjon	Taktekning	Egenlast kN/m ²
160 mm massivtre-elementer (0,8 kN/m ²)	250 mm trykkfast mineralull	Asfalttakbelegg	1,2
	250 mm mineralull og trebjelker med senteravstand 0,6 m	Opplettet taktekning av takstein og undertak av rullprodukt	1,4
Tillegg for 200 mm massivtreelement: 0,2 kN/m ²			
Tillegg for 240 mm massivtreelement: 0,4 kN/m ²			

Vi velger her 160mm massivtre elementer og opplettet taktekning som utgangspunkt for våre beregninger, og får derfor egenlast yttertak:

$$g_{k,tak} = 1,4 \text{ kN/m}^2$$

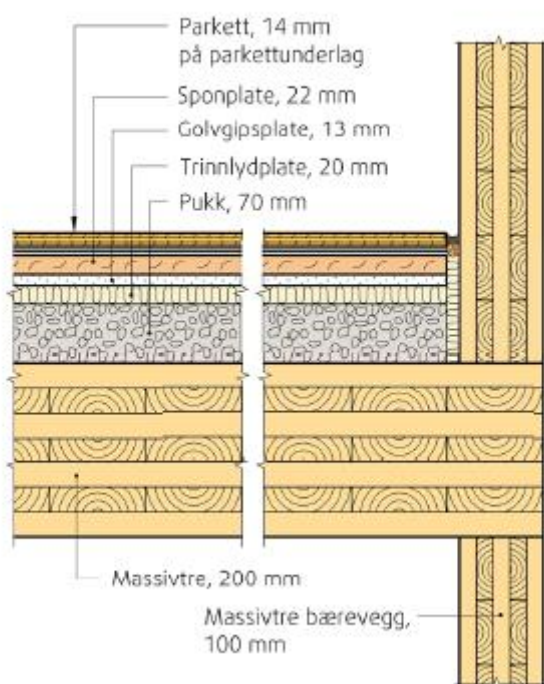
3.2.2 Etasjeskille

Denne oppgaven tar ikke for seg beregninger for lydisolering av etasjeskillet, men ettersom det er mellom to boenheter må det oppfylle kravene i NS 8175 som sier at luftlydisolasjonen må oppfylle kravet $R_w > 55dB$, og trinnlydisolasjon $L_{n,w} > 53dB$. (Standard Norge, 2012) Massivtreelementer i seg selv vil ikke oppfylle disse kravene da massivtreelementer har kapasiteter på $R_w = 37 - 43dB$ og $L_{n,w} = 77 - 88dB$ (Norsk treteknisk institutt, 2006d)

Etasjeskillet i massivtre i dette bygget vil derfor måtte lydisoleres for å oppfylle funksjonskravene for boliger. Dette kan gjøres på flere måter:

- Frittstående konstruksjoner
- Sekundær- eller lydhimling på undersiden av etasjeskillet
- Flytende gulv med lydisolering på oversiden av etasjeskillet
- En kombinasjon av de tre overnevnte

I denne konstruksjonen benyttes en preakseptert løsning fra SINTEF som oppfylder lydkravene, noe som gir et utgangspunkt for å beregne egenlasten i etasjeskillet.



Figur 18 Preakseptert løsning (Homb & Hveem, 2011)

Ved å slå opp tyngdetettheten hos leverandører og beregne egenvekten for de forskjellige materialene får vi følgende totale egenvekt:

Tabell 6 - Egenvekt etasjeskille

Materiale	Tykkelse (m)	Tyngdetetthet (kN/m^3)	Egenvekt (kN/m^2)
Parkett	0,015	5,333	0,080
Sponplate	0,022	7,000	0,154
Gipsplate	0,0125	9,000	0,113
Trinnlydsplate	0,02	4,000	0,080
Pukk 8-11	0,07	12,753	0,893
Massivtre	0,2	5,000	1,000
Totalt			2,319

Egenvekt etasjeskille: $g_{k,ets} = 2,3 \frac{kN}{m^2}$ (SINTEF Byggforsk, 2019a)

3.2.3 Egenvekt lydskillevegger

Som ved etasjeskillet er det heller ikke aktuelt å regne på lydgjennomgang i denne oppgaven, utover å bruke en preakseptert løsning fra Stora Enso som oppfyller kravene til luftlydisolasjon. $R_w = 61dB > 55dB$

(Stora Enso)

Oppbygning:

100mm Stora Enso CLT

12,5mm gips

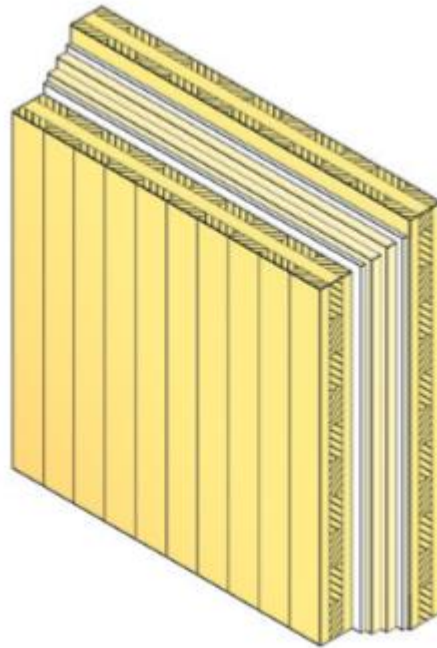
30mm mineralull

5mm luftsjikt

30mm mineralull

12,5mm gips

100mm Stora Enso CLT



Figur 19 - Tverrsnitt lydskillevegg (Stora Enso)

Tabell 7 - Egenvekt lydskillevegger

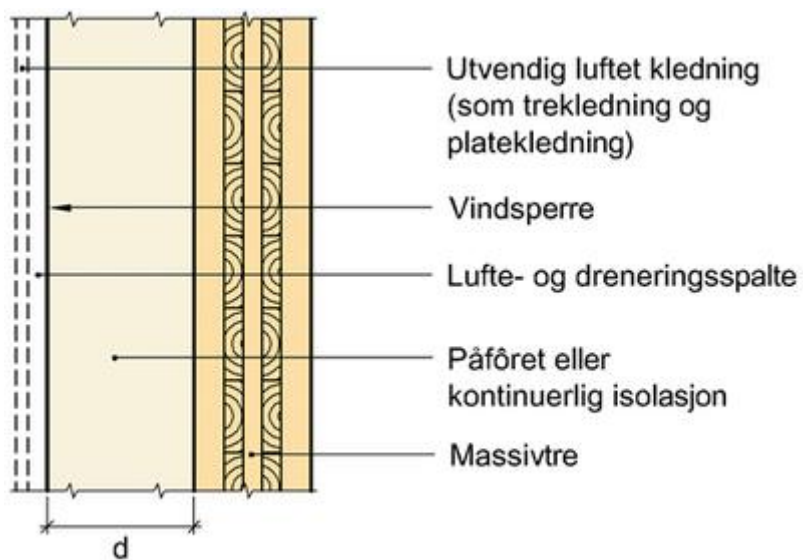
Materiale	Tykkelse (m)	Tyngdetetthet (kN/m^3)	Egenvekt (kN/m^2)
Massivtre x2	0,2	5,0	1,00
Gips x2	0,025	9,0	0,23
Isolasjon x2	0,06	0,7	0,04
Totalt			1,27

Egenvekt lydvegger:

$$g_{k,lydvegg} = 1,3 \text{ kN/m}^2$$

3.2.4 Egenvekt yttervegger

Oppbygningen av ytterveggene har vi valgt å gjøre med innvendig synlige massivtreelementer som på den preaksepterte løsningen i figur 19. Utifra krav i TEK17 om at U-verdi for yttervegger skal være $< 0,18$ velger vi at massivtre-elementet skal være 100mm og isolasjonstykkelsen d skal være 200mm fra tabell 8.



Figur 20 Prinsipiell oppbygning av vegg av massivtre med påføret eller kontinuerlig isolasjon. (SINTEF Byggforsk, 2019b)

Tabell 8 - U-verdi yttervegger (SINTEF Byggforsk, 2019b)

412 Massivtre med tykkelse på 100 mm

Isolasjon, d (mm)	U-verdi (W/(m ² K))
50	0,381
100	0,244
150	0,180
200	0,142
250	0,118
300	0,100
350	0,087

Tabell 9 - Egenvekt yttervegg (SINTEF Byggforsk, 2019a)

Bærekonstruksjon	Kledning	Isolasjon	Egenlast kN/m ²
100 mm massivtre (0,5 kN/m ²)	Utlektet trekledning med vindspærre	200 mm mineralull og stendere med senteravstand 0,6 m	0,8
140 mm massivtre (0,7 kN/m ²)			1,0
200 mm massivtre (0,7 kN/m ²)			1,3

Egenvekt yttervegger:

$$g_{k,yttervegg} = 0,8 \text{ kN/m}^2$$

3.2.5 Karakteristisk nyttelast etasjeskille/balkong

For å finne karakteristisk nyttelast for etasjeskillet slår vi opp i NS-EN 1991:2002+NA2008. Siden vårt bygg er et boligbygg finner vi i tabell NA 6.1 at det tilhører kategori A. Videre finner vi i tabell NA 6.2 at nyttelast for gulv skal settes til:

Nyttelast etasjeskille: $q_{k,ets} = 2,0 \text{ kN/m}^2$

Nyttelast svalgang: $q_{k,s} = 4,0 \text{ kN/m}^2$

3.2.6 Vindlast

Vårt bygg er plassert i Valen i Randaberg kommune, 30 m.o.h.

Vindlasten beregnes ut ifra NS-EN 1991-1-4:2005/NA:2009.

Ved å slå opp i tabell NA.4.1 finner vi at bygget befinner seg i terrengkategori 3, 2,5km fra terrengkategori 1 (se figur 20). (Standard Norge, 2009)



Figur 21 Kart som viser plassering av bygg

For å finne maksimalt vindhastighetstrykk $q(z)_p$ benyttes forenklet fremgangsmåte:

$$q(z)_p = k_1 k_2 k_3 c_{dir}^2 c_{alt}^2 c_{season}^2 c_{prob}^2 q_{p,0}(z)$$

Tabell 10 - Faktorer for vindhastighetstrykk

Faktor	Type	Verdi
k_1	Orografisk effekt	1,0
k_2	Bratthetsfaktor	1,0
c_{dir}^2	Retningsfaktor	1,0
c_{alt}^2	Nivåfaktor	1,0
c_{season}^2	Årstidsfaktor	1,0
c_{prob}^2	Returperiode	1,0

Ruhetsfaktoren k_3 regnes ut ved hjelp av tabell V1a):

Der: $\Delta BA = 2$

$x_B = 2,5km$

Sone A = 1

Dette gir $k_3 = 1,05$

$q_{p,0}(z)$ er grunnverdien for hastighetstrykk fra vindkast og finnes i Figur V1d):

Der: $v_{b,0} = 28 \text{ m/s}$ (Fra tabell NA.4(901))

Bygningens høyde = 9m

Kategori 3

Dette gir:

$$q_{p,0}(z) = 0,840 \text{ kN/m}^2$$

Vindhastighetstrykk:

$$q(z)_p = k_3 \times q_{p,0}(z) = 1,05 \times 0,840 \text{ kN/m}^2 = 0,882 \text{ kN/m}^2$$

Når vi nå har vindhastighetstrykket kan vi videre finne vindtrykket på bygningens forskjellige flater. Da må vi først dele byggets flater i forskjellige soner der det er ulikt trykk/sug. Dette gjør vi ved hjelp av figur 7.5 og får videre fra tabell 7.1 følgende anbefalte verdier for trykk koeffisienter:

$$c_{pA,10} = -1,2$$

$$c_{pB,10} = -0,8$$

$$c_{pD,10} = -0,777 \text{ (ved interpolasjon)}$$

$$c_{pE,10} = -0,455 \text{ (ved interpolasjon)}$$

Horisontal vindlast:

Først må vi vurdere korrelasjonen mellom lo og le side siden ved 7.2.2.(3) som gir en reduksjonsfaktor $k = 0,85$

Horisontal vindlast: $v = (|C_{pD}| + |C_{pE}|) \times q_{p,0}(z) \times k$

$$v = (0,777 + 0,455) \times 0,882 \text{ kN/m}^2 \times 0,85 = 0,924 \text{ kN/m}^2$$

(Standard Norge, 2009)

3.2.7 Snølast

Snølasten s regnes ut på følgende måte:

$$s = \mu_i c_e c_t s_k$$

Der: $c_e = 1,0$ (Normal topografi)

$c_t = 1,0$ (Termisk koeffisient)

$$s_k = s_{k,0} + \Delta s_k$$

Tabell NA.4.1(901) gir for Randaberg at:

$$s_{k,0} = 1,5 \text{ kN/m}^2, \quad \Delta s_k = 0 \rightarrow s_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

Tabell 5.2 gir $\mu_i = 0,8$

$$s = 0,8 \times 1,5 \frac{kN}{m^2} = 1,2 \frac{kN}{m^2} \quad (\text{Standard Norge, 2008b})$$

3.2.8 Oppsummering laster

Tabell 11 - Oppsummering laster

Last	Betegnelse	kN/m^2
Yttertak	$g_{k,tak}$	1,4
Yttervegg	$g_{k,vegg}$	0,8
Lydvegg	$g_{k,lydvegg}$	1,3
Etasjeskille	$g_{k,ets}$	2,3
Nyttelast etasjeskille	$q_{k,ets}$	2,0
Nyttelast balkonger	$q_{k,s}$	4,0
Snølast	s	1,2
Vindlast	v	1,0

3.3 Utregninger massivtre

3.3.1 Karakteristiske laster

I utregningene på trekonstruksjonen brukes lastene som er regnet ut i kap. 3.2:

Egenlast etasjeskille/svalgang: $g_{k,ets} = 2,3 \frac{kN}{m^2}$

Egenlast tak (justert for takvinkel): $g_{k,tak} = 1,62 \frac{kN}{m^2}$

Egenlast yttervegg: $g_{k,vegg} = 0,8 \frac{kN}{m^2}$

Nyttelast etasjeskille: $q_{k,ets} = 2,0 \frac{kN}{m^2}$

Nyttelast svalgang: $q_{k,s} = 4,0 \frac{kN}{m^2}$

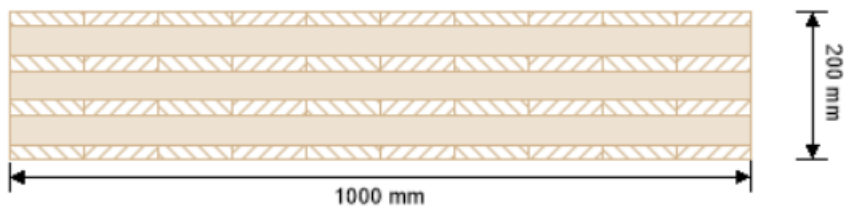
Snølast: $s = 1,2 \frac{kN}{m^2}$

Vindlast: $v = 1,0 \frac{kN}{m^2}$

3.3.2 Etasjeskille

3.3.2.1 ULS - Bruddgrense

Etasjeskillet i boenhetene kommer til å bestå av 11,5 meter lange massivtreelementer som strekker seg over hele kortsiden av bygget til og med balkongen. Elementene vil være Stora Enso sine 200mm L7s elementer. Vi isolerer en meters stripe av elementet og regner ut lastpåkjenning og bæreevne:



Figur 22 - Tverrsnitt av etasjeskille CLT 200 L7s

Egenvekt: $g_k = 2,3 \text{ kN/m}^2 \times 1\text{m} = 2,3 \text{ kN/m}$

Nyttelast: $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2 \times 1\text{m} = 2,0 \text{ kN/m}$ (Regner med $4,0 \text{ kN/m}$ nyttelast + snølast på balkongen)

Henter ut likning 6.10a) og 6.10b) fra NS-EN 1990:2002/NA:2008+A1:2010 for å finne dimensjonerende verdier for laster. ψ_0 er hentet fra NA.A1.1:

6.10a): $w = 1.35 \times g_k + 1,5 \times \psi_0 \times q_k (+1,5 \times \psi_0 \times s_k)$

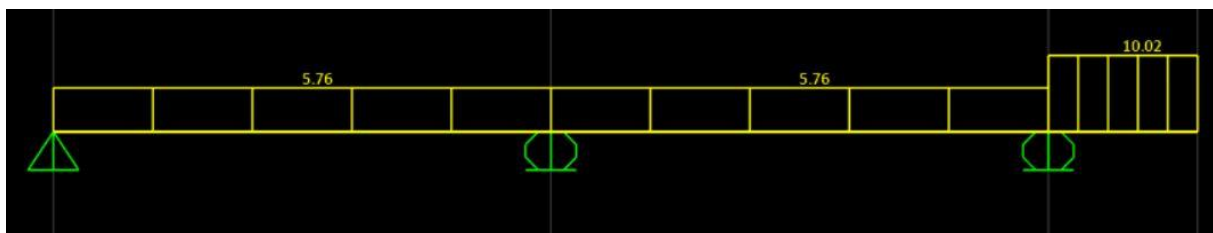
$$w = 1.35 \times 2,3 \text{ kN/m} + 1,5 \times 0,7 \times 2,0 \text{ kN/m} = 5,21 \text{ kN/m}$$

6.10b) $w = 1.2 \times g_k + 1,5 \times q_k (+1,5 \times \psi_0 \times s_k)$

$$w = 1.2 \times 2,3 \text{ kN/m} + 1,5 \times 2,0 \text{ kN/m} = 5,76 \text{ kN/m}$$

(Standard Norge, 2008a)

Dimensjonerende last for etasjeskillet er $w = 5,76 \text{ kN/m}$, og $w = 10,02 \text{ kN/m}$ for balkongen. Dersom man regner ut og skisser opp momentdiagrammet finner man at maksimalt moment $M_{Ed} = 15,0 \text{ kNm}$ over veggen langs 2.00-aksen. L7s-elementet er symmetrisk om nøytralaksen, det spiller dermed ingen rolle hvilken vei momentet jobber da det har lik bæreevne begge veier. Figur 22 illustrerer hvordan momentet fordeles langs elementene som strekker seg over kortsiden av bygget parallelt med A-aksen. Figur 23 viser det korresponderende momentdiagrammet. Begge modellene er laget med SAP2000.



Figur 23 - Lastpåkjenning etasjeskille (SAP2000)



Figur 24 - Momentdiagram etasjeskille (SAP2000)

Når man vet dimensjonerende moment, kan man ved hjelp av Schubanalogieverfahren-metoden (Skjæranalogimetoden) finne spenningsfordelingen i elementet. Denne metoden er hentet fra treteknisk håndbok hefte 3 (Norsk treteknisk institutt, 2006b):

Tabell 12 - Egenskaper i hvert sjikt CLT 200 L7s

Sjikt i	L/C	d_i (mm)	Styrkeklasse	E (GPa)	z_i (mm)	I_i (mm ⁴)
1	L	20	C24	11	90	$1,333 \times 10^7$
2	C	40		0,37	60	$2,133 \times 10^8$
3	L	20		11	30	$1,333 \times 10^7$
4	C	40		0,37	0	$2,133 \times 10^8$
5	L	20		11	30	$1,333 \times 10^7$
6	C	40		0,37	60	$2,133 \times 10^8$
7	L	20		11	90	$1,333 \times 10^7$

Der: L/C er hvilken retning lamellene i hvert sjikt går. L = langsgående, C = tverrgående

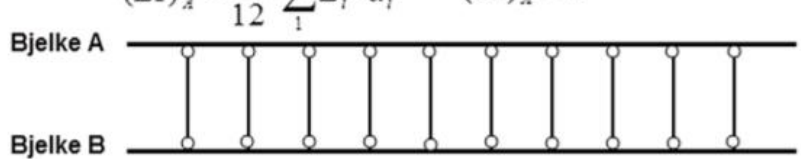
d_i er tykkelsen i hvert sjikt

E er E-modulen til hvert sjikt

z_i er avstanden fra hvert sjikts tyngdepunkt til elementets tyngdepunkt

I_i er treghetsmomentet til hvert sjikt regnet ut ved $I_i = \frac{1}{12} \times b \times d_i^3$

Skjæranalogimetoden går ut på at vi ser for oss massivtreelementet som to tenkte bjelker, bjelke A og bjelke B. Bjelke A tildeles summen av bøyestivheten for hvert enkelt sjikt, og bjelke B tildeles samvirke mellom de ulike sjiktene og skjærstivheten. (Norsk treteknisk institutt, 2006b)

$$(EI)_A = \frac{b}{12} \cdot \sum_1^n E_i \cdot d_i^3 \quad (GA)_A = \infty$$


$$(EI)_B = b \cdot \sum_1^n E_i \cdot d_i \cdot z_i^2 \quad (GA)_B = a^2 \cdot \left[\sum_1^{n-1} \frac{1}{c_i} + \frac{d_1}{2 \cdot G_1 \cdot b} + \sum_{i=2}^{n-1} \frac{d_i}{G_i \cdot b} + \frac{d_n}{2 \cdot G_n \cdot b} \right]$$

Figur 25 - Skjæranalogimetoden illustrert (Norsk treteknisk institutt, 2006b)

Bøyestivhet bjelke A:

$$(EI)_A = \frac{b}{12} \sum_1^n E_i \times d_i^3$$

$$(EI)_A = \frac{1000}{12} \times [4 \times (11000 \text{ N/mm}^2 \times (20\text{mm})^3) + 3 \times (370 \text{ N/mm}^2 \times (40\text{mm})^3)]$$

$$(EI)_A = 3,5253 \times 10^{10} \text{ Nmm}^2$$

Bøyestivhet bjelke B:

$$(EI)_B = \sum_1^n E_i \times A_i \times z_i^2 = b \times \sum_1^n E_i \times d_i \times z_i^2$$

$$(EI)_B = 1000\text{mm} \times \left[2 \times \left(11000 \text{ N/mm}^2 \times 20\text{mm} \times (90\text{mm})^2 \right) + 2 \times \left(370 \text{ N/mm}^2 \times 40\text{mm} \times (60\text{mm})^2 \right) + 2 \times \left(11000 \text{ N/mm}^2 \times 20\text{mm} \times (30\text{mm})^2 \right) \right]$$

$$(EI)_B = 4,0666 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2$$

Ved å summere bøyestivheten for bjelke A og bjelke B får vi den totale bøyestivheten for hele elementet:

$$(EI)_{eff} = (EI)_A + (EI)_B = 4,1018 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2$$

Det ytre momentet vil fordeles til bjelke A og bjelke B:

$$M_{Ed} = M_A + M_B$$

$$M_A = \frac{M_{Ed}}{(EI)_{eff}} \times (EI)_A, \text{ og } M_B = \frac{M_{Ed}}{(EI)_{eff}} \times (EI)_B$$

$$M_A = \frac{15\text{kNm}}{4,1018 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2} \times 3,5253 \times 10^{10} \text{ Nmm}^2 = 0,129\text{kNm}$$

$$M_B = M_{Ed} - M_A = 14,871\text{kNm}$$

Momentet vil gi et bøyemoment og en normalkraft. Når vi har bøyemomentet og normalkraften til hvert enkelt sjikt kan vi finne spenningsfordelingen:

$$M_i = M_{Ai} = \frac{E_i \times I_i}{(EI)_A} \times M_A$$

$$N_i = N_{Bi} = \frac{E_i \times A_i \times z_i}{(EI)_B} \times M_B$$

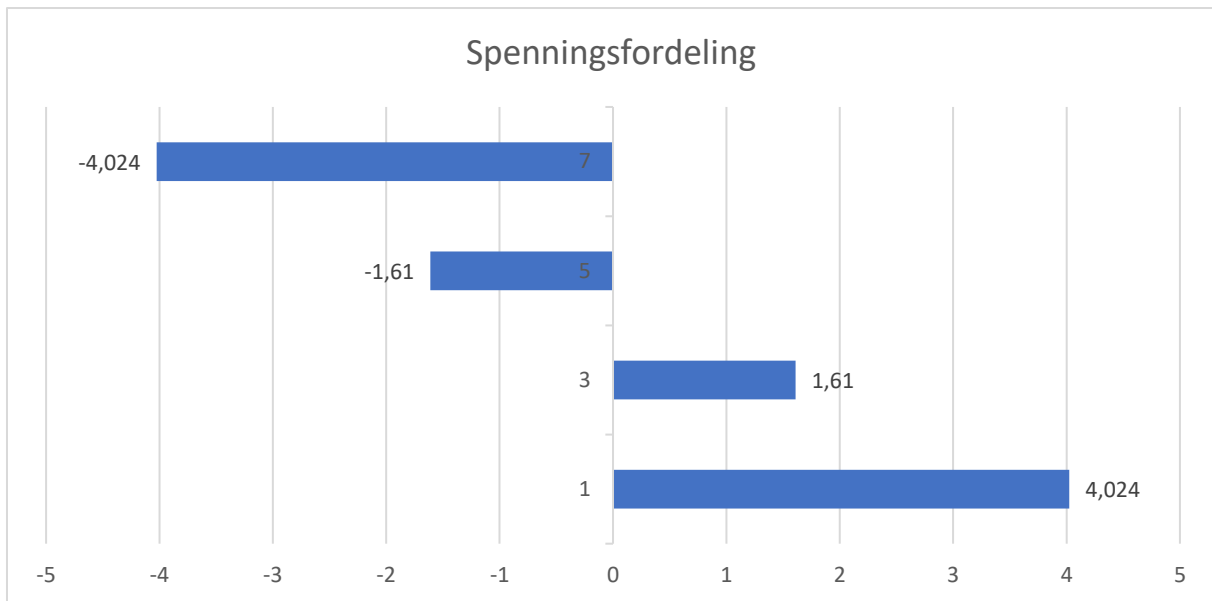
$$\sigma_{Mi} = \frac{M_i}{I_i} \times \frac{d_i}{2}$$

$$\sigma_{Ni} = \frac{N_i}{b \times d_i}$$

Den totale spenningspåkjenningen $\sigma_{m,y,d}$ får vi av å legge sammen normalkraft- og bøyemomentspenningen. I tabell 13 ser vi en oversikt over spenningsfordelingen.

Tabell 13 - Last- og spenningsfordeling

Sjikt	M_{Ai} (kNm)	N_{Bi} (kN)	σ_{Mi} (N/mm ²)	σ_{Ni} (N/mm ²)	$\sigma_{m,y,d}$ (N/mm ²)
d_1	0,5366	72,417	0,403	3,621	4,024
d_2	0,2888	3,248	0,027	0,081	0,108
d_3	0,5366	24,139	0,403	1,207	1,610
d_4	0,2888	0	0,027	0	0,027
d_5	0,5366	24,139	-0,403	-1,207	-1,610
d_6	0,2888	3,248	-0,027	-0,081	-1,108
d_7	0,5366	72,417	-0,403	-3,621	-4,024



Figur 26 - Diagram over spenningsfordeling

Som illustrert i figur 25 utelukkes lag 2, 4 og 6 i spenningsfordelingen i massivtredekket. Grunnen til dette er at lamellene i disse lagene ligger på tvers av spennretningen, noe som fører til at de bidrar svært lite i styrken til elementet, og kan derfor neglisjeres.

For å beregne bæreevne i hvert enkelt sjikt (X_d) må vi ta i bruk fremgangsmåten i NS-EN 1995-1-1: 2004+A1:2008+NA:2010

$$X_d = k_{mod} \times \frac{X_k}{\gamma_M} \times k_{sys}$$

Der: k_{mod} er en fasthetsfaktor som tar høyde for lastvarigheten og fuktnivå i materialet. Dette prosjektet kvalifiserer til klimaklasse 2 og permanent last. (NA.901 og NA.2.2 NS-EN 1995)

X_k er den karakteristiske verdien for bæreevne (NS-EN 338)

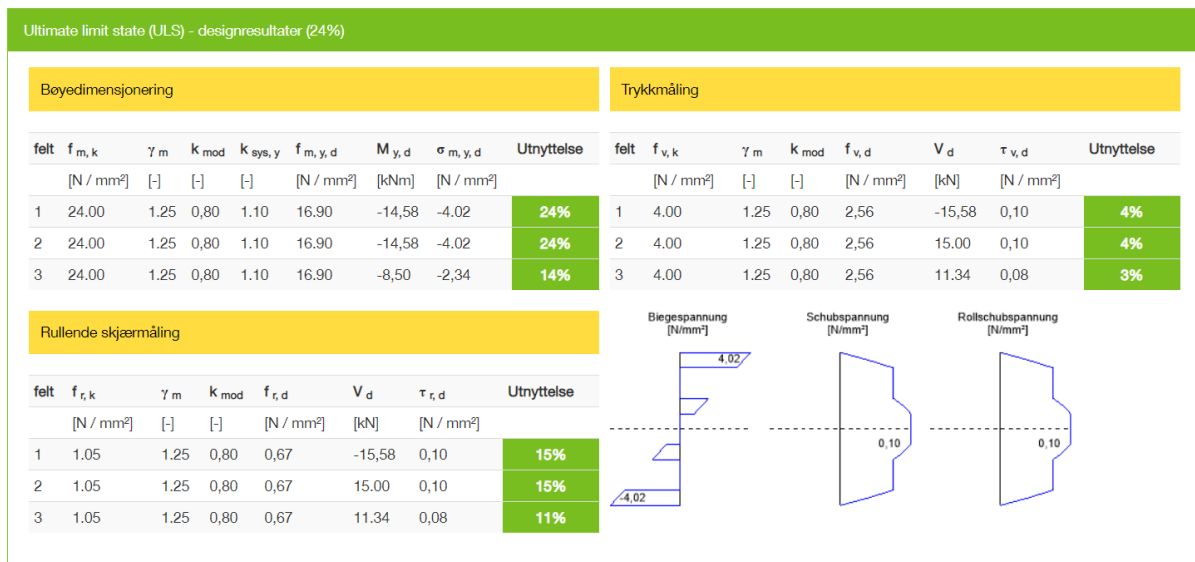
γ_M er partiellfaktoren for materialelegenskap. $\gamma_M = 1,25$ (NA 2.3)

k_{sys} er systemfaktoren som øker bæreevnen som følge av massivtre sin evne til å fordele last på tvers av spennretningen. $k_{sys} = 1,1$ (Porteous & Kermani, 2013)

$$f_{m,d} = X_d = K_{mod} \times \frac{X_k}{\gamma_M} \times k_{sys} = 0,6 \times \frac{24 \text{ N/mm}^2}{1,25} \times 1,1 = 12,67 \text{ N/mm}^2$$

(Standard Norge, 2010)

Vi ser at $f_{m,d} = 12,67 \text{ N/mm}^2 > \sigma_{m,y,d} = 4,024 \text{ N/mm}^2$, og denne veggen tilfredsstillere kravet til bæreevne med dimensjonerende verdier i ULS. Dersom man sammenligner vår utregning med dimensjoneringskalkulatoren til Stora Enso (figur 27) kan man se at spenningsfordelingen stemmer. Konklusjonen er at Calculatis er nøyaktig i ULS.



Figur 27 - Spenningsfordeling Calculatis

k_{mod} -verdien Calculatis benytter her er delvis feil, da etasjeskillet som også omfatter balkongene, kvalifiserer til midlertidig lastvarighet grunnet snølast. I kombinasjon med klimaklasse 2 gir det en $k_{mod} = 0,8$, i stedet for $k_{mod} = 0,6$ som er den reelle verdien i etasjeskillet. Utnyttingsgraden i ULS vil da være

$$\frac{\sigma_{m,y,d} = 4,024 \text{ N/mm}^2}{f_{m,d} = 12,67 \text{ N/mm}^2} = 0,318 = 31,8\%$$

3.3.2.2 ALS – Brann

Henter ut likning for ulykkessituasjon fra NS-EN 1990:2002/NA:2008+A1:2010 for å finne dimensjonerende verdier for laster. ψ_1 og ψ_2 er hentet fra NA.A1.1.

Dimensjonerende laster brannsituasjon:

$$w = 1,0 \times g_k + 1,0 \times \psi_1 \times q_k + 1,0 \times \psi_2 \times s$$

Der: $\psi_1 = 0,5$

$\psi_2 = 0,2$ (Snølast) (Norsk Standard, 2008)

Etasjeskille: $w_{ets,fi} = 1,0 \times 2,3 \text{ kN/m} + 1,0 \times 0,5 \times 2,0 \text{ kN/m}$

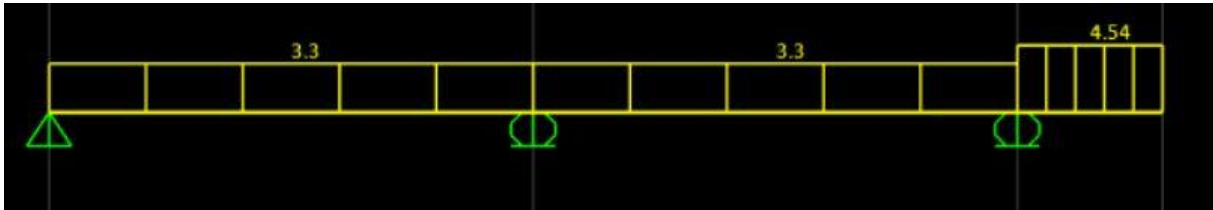
$$w_{ets,fi} = 3,3 \text{ kN/m}$$

Balkong $w_{s,fi} = 1,0 \times 2,3 \text{ kN/m} + 1,0 \times 0,5 \times 4,0 \text{ kN/m} + 1,0 \times 0,2 \times 1,2 \text{ kN/m}$

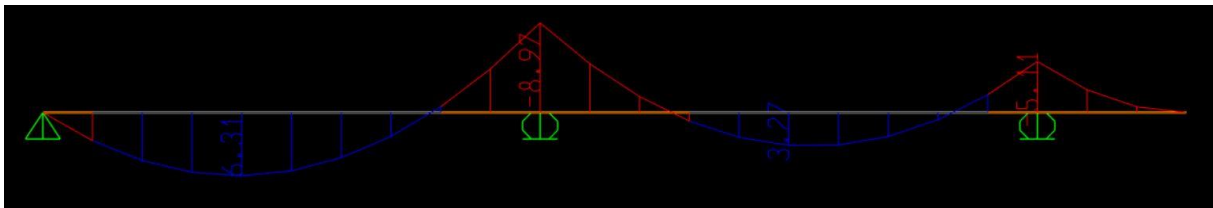
$$w_{s,fi} = 4,54 \text{ kN/m}$$

Med dimensjonerende laster på $w_{ets,fi} = 3,3 \text{ kN/m}$ og $w_{s,fi} = 4,54 \text{ kN/m}$ kommer et maksimalt moment $M_{Ed,fi} = 8,97 \text{ kN/m}$ over 2.00-aksen. Figur 27 illustrerer hvordan momentet fordeles langs elementene som strekker seg over kortsiden av bygget parallelt med

A-aksen. Figur 28 viser det korresponderende momentdiagrammet. Begge modellene er laget med SAP2000.



Figur 28 - Lastpåkjenning etasjeskille under brann (SAP2000)



Figur 29 - Momentdiagram etasjeskille under brann (SAP2000)

Som nevnt tidligere er massivtre veldig forutsigbart i en brannsituasjon, da det brenner med en konstant hastighet og etterlater seg et isolerende forkullet lag. Styrken blir beregnet ut ifra det gjenværende friske treet. Treteknisk håndbok oppgir den nominelle forkullingshastigheten til massivtre til å være $\beta_n = 0,7 \text{ mm}/\text{min}$. Bygget kvalifiserer til brannklasse 1, og må derfor tåle en brannsituasjon i 30 minutter (REI30). Resttverrsnittet etter en endimensjonal brann i første etasje blir regnet ut på følgende måte:

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 d_0$$

Der: d_{ef} er effektiv forkullingsdybde

$d_{char,n} = \beta_n \times t$ er nominell forkullingsdybde

β_n er nominell forkullingshastighet

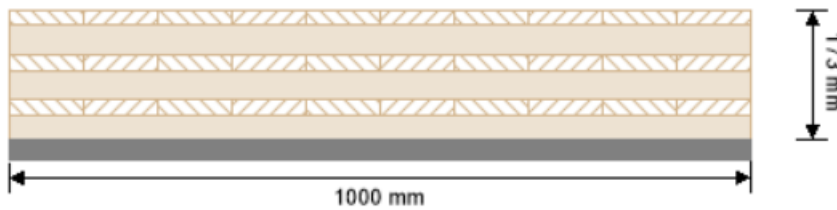
t er eksponeringstiden

$$d_0 = 7 \text{ mm}$$

$$k_0 = \begin{cases} \frac{t}{20} & \text{for } t < 20 \text{ min} \\ 1,0 & \text{for } t \geq 20 \text{ min} \end{cases}$$

$k_0 d_0$ -leddet tar høyde for redusert bæreevne nær forkullingsgrensen

$$d_{ef} = 0,7 \text{ mm}/\text{min} \times 30 \text{ min} + 1,0 \times 7 \text{ mm} = 28 \text{ mm}$$



Figur 30 - Tverrsnitt av etasjeskille CLT 200 L7s etter 30 minutter brann

Etter 30 minutter har forkullingslaget redusert tykkelsen i elementet med 28mm, og dermed spist opp hele det nederste langsgående sjiktet. Det sjiktet som nå står igjen som det nederste er tverrgående og kan neglisjeres i en styrkeberegning. Styrken blir nå beregnet ut ifra følgende sjikt:

Tabell 14 - Egenskaper i hvert sjikt CLT 200 L7s etter 30 minutter brann

Sjikt i	L/C	d_i (mm)	Styrkeklasse	E (GPa)	z_i (mm)	I_i (mm ⁴)
1	L	20	C24	11	60	$1,333 \times 10^7$
2	C	40		0,37	30	$2,133 \times 10^8$
3	L	20		11	0	$1,333 \times 10^7$
4	C	40		0,37	30	$2,133 \times 10^8$
5	L	20		11	60	$1,333 \times 10^7$

Styrkeberegningen vil være den samme som under punkt 3.2.2.1 ULS – Bruddgrense:

$$(EI)_A = \frac{b}{12} \sum_1^n E_i \times d_i^3 = 2,595 \times 10^{10} \text{ Nmm}^2$$

$$(EI)_B = \sum_1^n E_i \times A_i \times z_i^2 = b \times \sum_1^n E_i \times d_i \times z_i^2 = 1,611 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2$$

$$(EI)_{eff} = (EI)_A + (EI)_B = 1,637 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2$$

Momentet fordeles mellom bjelke A og bjelke B:

$$M_{Ed} = M_A + M_B$$

$$M_A = \frac{M_{Ed}}{(EI)_{eff}} \times (EI)_A, \text{ og } M_B = \frac{M_{Ed}}{(EI)_{eff}} \times (EI)_B$$

$$M_A = \frac{8,97 \text{ kNm}}{1,637 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2} \times 2,595 \times 10^{10} \text{ Nmm}^2 = 0,142 \text{ kNm}$$

$$M_B = M_{Ed} - M_A = 8,828 \text{ kNm}$$

Momentet vil gi et bøyemoment og en normalkraft. Når vi har bøyemomentet og normalkraften til hvert enkelt sjikt kan vi finne spenningsfordelingen:

$$M_i = M_{Ai} = \frac{E_i \times I_i}{(EI)_A} \times M_A$$

$$N_i = N_{Bi} = \frac{E_i \times A_i \times z_i}{(EI)_B} \times M_B$$

$$\sigma_{Mi} = \frac{M_i}{I_i} \times \frac{d_i}{2}$$

$$\sigma_{Ni} = \frac{N_i}{b \times d_i}$$

Tabell 15 - Last- og spenningsfordeling etter 30 minutter brann

	M_{Ai} (kNm)	N_{Bi} (kN)	σ_{Mi} (N/mm^2)	σ_{Ni} (N/mm^2)	$\sigma_{m,y,d,fi}$ (N/mm^2)
d_1	0,8024	72,333	0,602	3,617	4,219
d_2	0,4319	2,431	0,040	0,060	0,100
d_3	0,8024	0	0,602	0	0,602
d_4	0,4319	2,431	-0,040	-0,060	-0,100
d_5	0,8024	72,333	-0,602	-3,617	-4,219

For å beregne bæreevne i hvert enkelt sjikt ($f_{d,fi}$) i en brannsituasjon må vi ta i bruk fremgangsmåten i NS-EN 1995-1-2: 2004+A1:2008+NA:2010

$$f_{d,fi} = k_{mod,fi} \times \frac{f_{20}}{\gamma_{M,fi}} \times k_{sys}$$

Der: $k_{mod,fi}$ er fasthetsfaktoren under brann (NS-EN 1995 1-2)

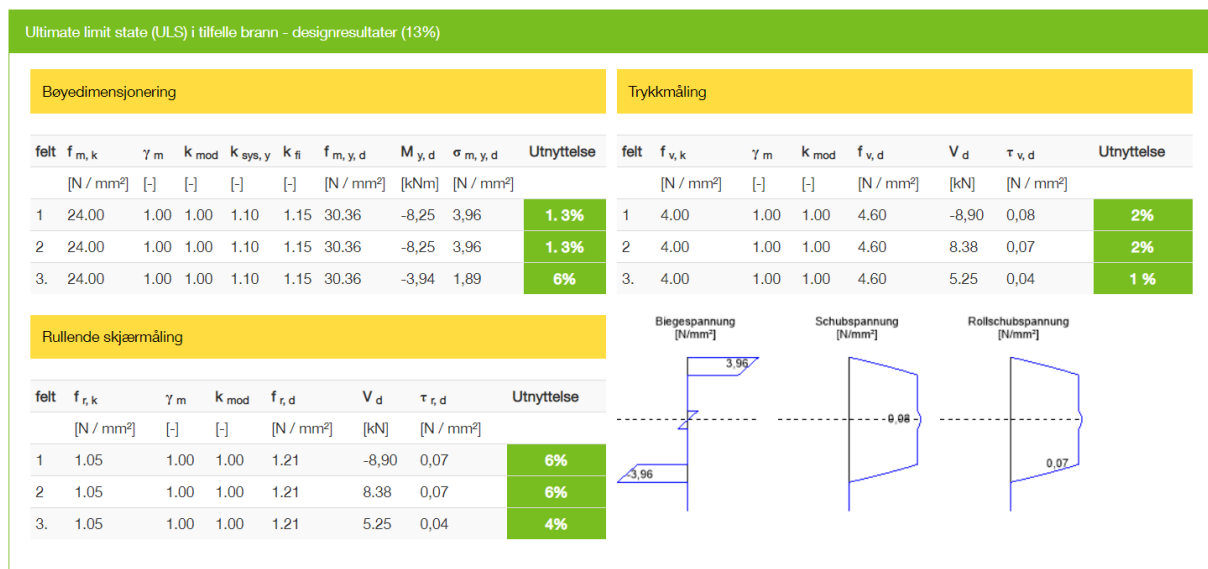
f_{20} er den karakteristiske verdien for bæreevne under brann.

$$f_{20} = k_{fi} \times f_k, \text{ der } k_{fi} = 1,15 \text{ og } f_k = f_{m,k} = 24 \text{ N/mm}^2 \text{ (NS-EN 1995 1-2)}$$

$\gamma_{M,fi}$ er sikkerhetskoeffisienten til tre under brann. $\gamma_{M,fi} = 1,0$ (NS-EN 1995 1-2)

$$f_{d,fi} = 1,0 \times \frac{1,15 \times 24 \text{ N/mm}^2}{1,0} \times 1,1 = 30,36 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{d,fi} = 30,36 \text{ N/mm}^2 > \sigma_{m,y,d,fi} = 4,219 \text{ N/mm}^2$$



Figur 31 - Spenningsfordeling Calculatis etter 30 minutter brann

Det er et avvik i maksimal bøyepening på $\Delta\sigma_{m,y,d} = 4,219 - 3,96 = 0,259 \text{ N/mm}^2$

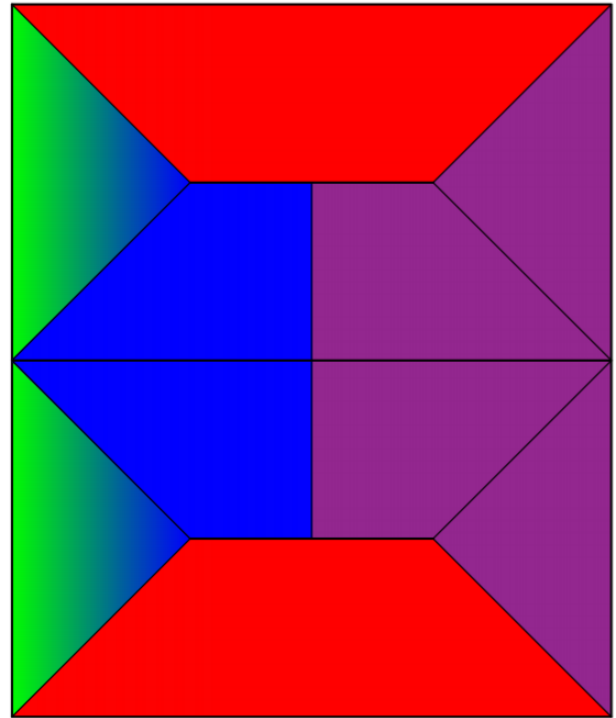
Dette utgjør $\frac{0,259 \text{ N/mm}^2}{30,36 \text{ N/mm}^2} = 0,0085 = 0,85\%$ av total kapasitet. Calculatis er nøyaktig i både

ULS og ALS, og kan benyttes i videre utregninger.

3.3.3 Vegger

Denne oppgaven tar for kun for seg utregning på veggene som er utsatt for mest kraft per tverrsnittareal. Det inkluderer kortveggen langs A.00-aksen i første etasje, og veggen langs 3.00-aksen i første etasje. Ytterveggene vil bestå av Stora Enso sine femlags krysslaminerte 100mm C5s-elementer. Det forutsettes at all vertikal kraft som blir påført veggene fordeles jevnt over hele veggen som følge av massivtreelementer sine lastbæringsegenskaper. Lasten over bo-enhetene distribueres på følgende måte:

- Rødt felt: Påvirkningsareal fra taket og etasjeskillet på veggen langs 3.00-aksen. $A = 14,75m^2$
(Kun den ene siden)
- Blått felt: Påvirkningsareal fra taket på veggen langs A.00-aksen.
 $A = 27,25m^2$
- Grønt felt: Påvirkningsareal fra etasjeskillet på veggen langs A.00-aksen.
 $A = 12,5m^2$
- Lilla felt: Påvirkningsareal fra taket og etasjeskillet på innvendig skillevegg og bærende innervegg i 1. etasje.
 $A = 27,25m^2$



Figur 32 - Distribusjon av last over hver boenhet

I tillegg vil svalgangen påvirke veggen i 1. etasje langs 3.00-aksen med et areal $A = 12,6m^2$

3.3.3.1 Gavlvegg (kortvegg) 1. etasje

(Spennvidde = 10m, veggareal over etasjeskille $A_{inf,vegg} = 40m^2$)

$$w_{g,k,ets} = \frac{g_{k,ets} \times A_{inf,ets}}{10m} = 2,88 \text{ kN/m}$$

$$w_{g,k,tak} = \frac{g_{k,tak} \times A_{inf,tak}}{10m} = 4,41 \text{ kN/m}$$

$$w_{g,k,vegg} = \frac{g_{k,vegg} \times A_{inf,vegg}}{10m} = 3,2 \text{ kN/m}$$

$$w_{s,k} = \frac{s \times A_{inf,tak}}{10m} = 3,27 \text{ kN/m}$$

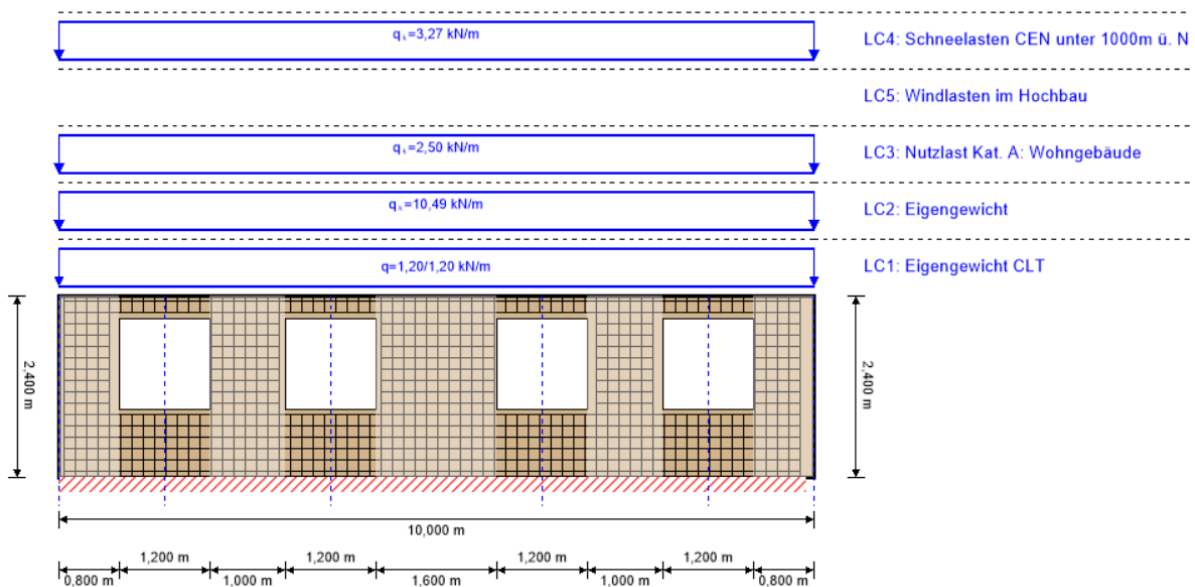
$$w_{q,k} = \frac{q_{k,ets} \times A_{inf,ets}}{10m} = 2,5 \text{ kN/m}$$

Egenvekt: $w_{g,k} = w_{g,k,ets} + w_{g,k,tak} + w_{g,k,vegg} = 10,49 \text{ kN/m}$

Nyttelast: $w_{q,k} = 2,5 \text{ kN/m}$

Snølast: $w_{s,k} = 3,27 \text{ kN/m}$

Vindlast: $v = 1,0 \text{ kN/m}^2$



Figur 33 - Lastpåkjenning på gavlvegg 1. etasje langs A.00-aksen

Global grad av utnyttelse				28%	
ULS	24%	ULS brann	28%	SLS	11%

Figur 34 - Utnyttelsesgrad gavlvegg 1. etasje langs A.00-aksen

Elementet tilfredsstillter kravene i ULS, ALS brann og SLS.

3.3.3.2 Glassfasade langvegg 1. etasje

(Spennvidde = 8,4m, vegghøyde 2. etasje $h_{vegg} = 2,4\text{m}$)

$$w_{g,k,ets} = \frac{g_{k,ets} \times (A_{inf,ets} + A_{inf,s})}{8,4\text{m}} = 7,49 \text{ kN/m}$$

$$w_{g,k,tak} = \frac{g_{k,tak} \times A_{inf,tak}}{8,4\text{m}} = 2,84 \text{ kN/m}$$

$$w_{g,k,vegg} = g_{k,vegg} \times h_{vegg} = 1,92 \text{ kN/m}$$

$$w_{s,k} = \frac{s \times (A_{inf,tak} + A_{inf,s})}{8,4m} = 3,91 \text{ kN/m}$$

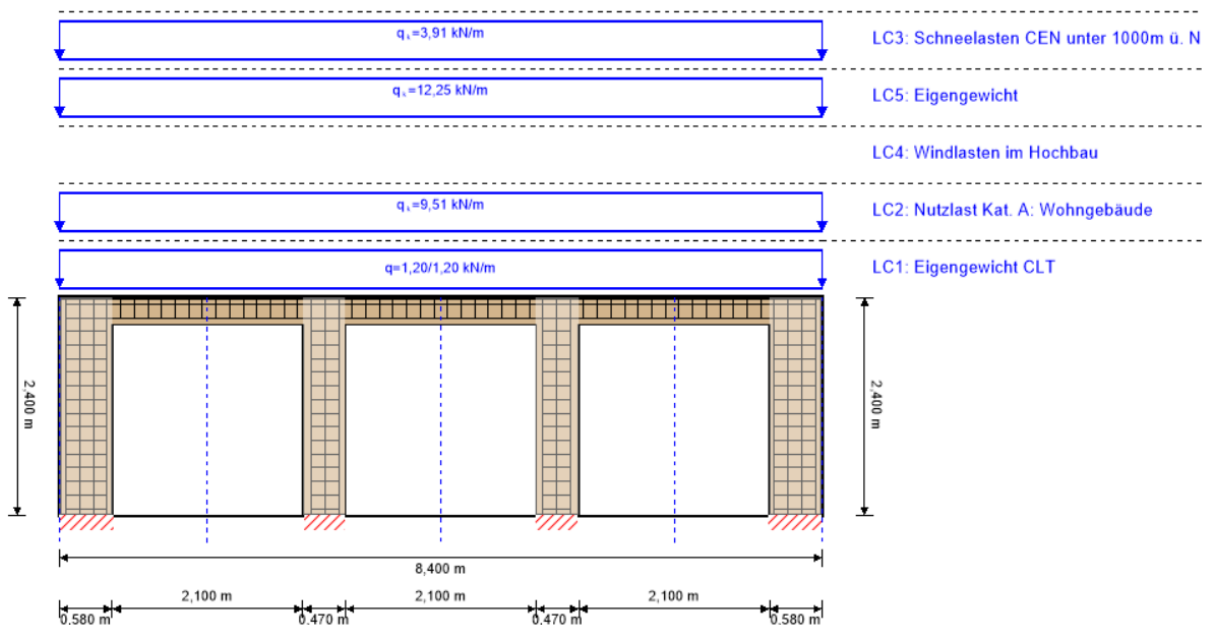
$$w_{q,k} = \frac{q_{k,ets} \times A_{inf,ets} + q_{k,s} \times A_{inf,s}}{8,4m} = 9,51 \text{ kN/m}$$

Egenvekt: $w_{g,k} = w_{g,k,ets} + w_{g,k,tak} + w_{g,k,vegg} = 12,25 \text{ kN/m}$

Nyttelast: $w_{q,k} = 9,51 \text{ kN/m}$

Snølast: $w_{s,k} = 3,91 \text{ kN/m}$

Vindlast: $v = 1,0 \text{ kN/m}^2$



Figur 35 - Lastpåkjenning på glassfasade 1. etasje langs 3.00-aksen

Global grad av utnyttelse				98%	
ULS	98%	ULS brann	75%	SLS	51%

Figur 36 - Utnyttelsesgrad glassfasade 1. etasje langs 3.00-aksen

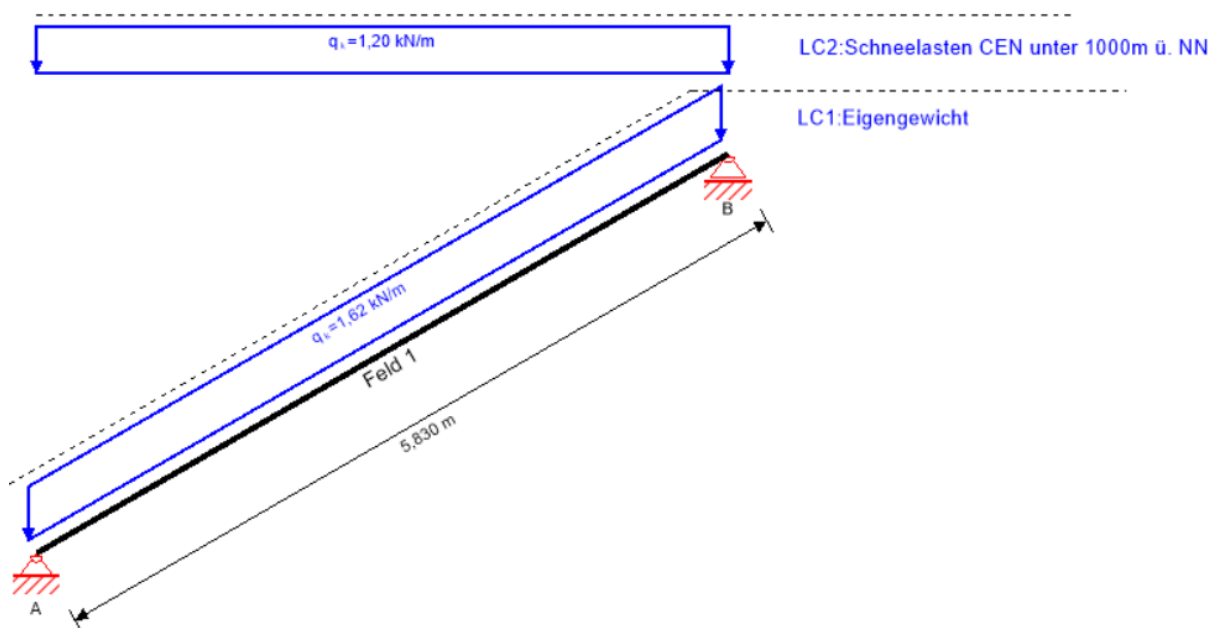
Elementet tilfredsstillter kravene i ULS, ALS og SLS.

3.3.3.3 Tak

Taket vil bestå av Stora Enso sine femlags krysslaminerte 160mm L5s-elementer. Det har konstruksjonens lengste spenn i massivtre med lengde $L = 5,83m$, og regnes ut ved å isolere en stripe på 1 meter.

Egenvekt: $w_{g,k} = 1,62 \text{ kN/m}$

Snølast: $w_{s,k} = 1,2 \text{ kN/m}$



Figur 37 - Lastpåkjenning tak

Global grad av utnyttelse					52%
ULS	16%	ULS brann	10%	SLS	52%
vibrasjon	-	På lager	-		

Figur 38 - Utnyttelsesgrad tak

Elementet tilfredsstillter kravene i ULS, ALS og SLS.

3.3.4 Limtredrager

Siden massivtre også fordeler last på tvers av spennretningen vil lasten fra takflaten bli fordelt som en toveis-plate som vist på figur 31. Det lengste frie mønespennet er 8,4 meter. Egenlast for tak justert for takvinkel er $1,62 \text{ kN/m}^2$, vindlast er $1,0 \text{ kN/m}^2$ og snølast er $1,2 \text{ kN/m}^2$.

Påvirkningsareal blir dermed:

$$A_{inf,tak} = 2 \times (27,25\text{m}^2 - 12,5\text{m}_2) = 29,5\text{m}^2.$$

Henter ut likning 6.10a) og 6.10b) fra NS-EN 1990:2002/NA:2008+A1:2010 for å finne dimensjonerende verdier for laster. ψ_0 er hentet fra NA.A1.1. Dermed blir lasten på drageren:

6.10a):

$$1,35 \times 1,62 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \times 0,7 \times 1,2 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \times 0,6 \times 1,0 \text{ kN/m}^2 = 4,3 \text{ kN/m}^2$$

6.10b):

$$1,2 \times 1,62 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \times 1,2 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \times 0,6 \times 1,0 \text{ kN/m}^2 = 4,64 \text{ kN/m}^2$$

Bruker 10b):

$$\frac{(1,2 \times g_{k,tak} + 1,5 \times s + 1,5 \times 0,6 \times v) \times \text{Areal}}{\text{Mønelengde}} =$$

$$\frac{(1,2 \times 1,62 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \times 1,2 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \times 0,6 \times 1,0 \text{ kN/m}^2) 29,5 \text{ m}^2}{8,4 \text{ m}} = 16,3 \text{ kN/m}$$

(Standard Norge, 2008a)

For å finne en passende drager settes bredden til 140 mm. Minimumshøyden h blir:

$$f_{md} = k_{mod} \times \frac{f_{m,g,k}}{\gamma_M} = 0,6 \times \frac{32 \text{ N/mm}^2}{1,15} = 16,7 \text{ N/mm}^2$$

(Standard Norge, 2010)

$$M_{y,Ed} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{16,3 \text{ kN/m} \times (8,4 \text{ m})^2}{8} = 144 \text{ kNm}$$

Skriver om formel 4.2 i Eurocode 5 for å finne h:

$$f_{md} \times \frac{I}{h/2} > M_{y,Ed}$$

$$f_{md} \times \frac{1/12 \times b \times h^3}{h/2} > M_{y,Ed}$$

$$\frac{1}{6} \times b \times h^2 > \frac{M_{y,Ed}}{f_{md}}$$

$$h > \sqrt{\frac{6 \times M_{y,Ed}}{b \times f_{md}}}$$

$$h > \sqrt{\frac{6 \times 144 \times 10^6 \text{ Nmm}}{140 \text{ mm} \times 16,7 \text{ N/mm}^2}}$$

$$\mathbf{h > 608 \text{ mm}}$$

(Porteous & Kermani, 2013)

Vi velger derfor drager på 140mm*650mm.

Egenlasten av drageren blir:

$$w_{k,limtre} = 0,140 \text{ m} \times 0,650 \text{ m} \times 5,0 \text{ kN/m}^3 = 0,5 \text{ kN/m}$$

Bøyekontroll:

$$M_{y,Rd} = f_{md} \times \frac{1/12 \times b \times h^3}{h/2} = 16,7 \text{ N/mm}^2 \times \frac{1/12 \times 140 \text{ mm} \times (650 \text{ mm})^3}{650 \text{ mm}/2} = 164 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} = \frac{144 \text{ kNm}}{164 \text{ kNm}} = 0,88 < 1,0$$

Skjærkontroll:

$$V_{z,Rd} = \frac{2/3 f_{vd} \times b_{eff} \times h}{10^3} = \frac{2/3 \times 3,2 \times 0,67 \times 140\text{mm} \times 650\text{mm}}{10^3} = 130\text{kN}$$

$$V_{z,Ed} = \frac{q \times L}{2} = \frac{16,3 \text{ kN/m} \times 8,4\text{m}}{2} = 68,5\text{kN}$$

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,Rd}} = \frac{68,5\text{kN}}{130\text{kN}} = 0,53 < 1,0$$

Trykkspenning ved opplending:

$$F_{d,drager} = (q_{k,drager} + g_{k,drager}) \times L = (16,3 + 0,5) \text{ kN/m} \times \left(\frac{8,4}{2} + \frac{3}{2}\right) \text{m} = 95,8\text{kN}$$

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{d,drager}}{b \times l_{eff}} = \frac{95,8 \times 10^3 \text{ N}}{140\text{mm} \times (200\text{mm} + 2 \times 30\text{mm})} = 2,63 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c90} \times f_{c,90,d}} = \frac{2,63 \text{ N/mm}^2}{1,0 \times 3,0 \text{ N/mm}^2} = 0,88 < 1,0$$

Beregning av brannmotstand etter Eurokode 5:

Metoden med effektivt tverrsnitt:

Henter ut likning for ulykkesituasjon fra NS-EN 1990:2002/NA:2008+A1:2010 for å finne dimensjonerende verdier for laster. ψ_1 og ψ_2 er hentet fra NA.A1.1. Bruddgrense under brann (ulykkesituasjon):

$$P_{d,fi} = \frac{(1,0 \times g_{k,tak} + 1,0 \times \psi_1 \times HV + 1,0 \times \psi_2 \times S) \times A_{real}}{\text{Spennvidde}} =$$

$$P_{d,fi} = \frac{(1,0 \times 1,62 \text{ kN/m}^2 + 1,0 \times 0,2 \times 1,0 \text{ kN/m}^2 + 1,0 \times 0,2 \times 1,2 \text{ kN/m}^2) \times 29,5\text{m}^2}{8,4\text{m}}$$

$$P_{d,fi} = 7,2 \text{ kN/m}$$

(Standard Norge, 2008a)

Effektiv forkullingsdybde:

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 d_0$$

Der: d_{ef} er effektiv forkullingsdybde

$d_{char,n} = \beta_n \times t$ er nominell forkullingsdybde

β_n er nominell forkullingshastighet

t er eksponeringstiden

$$d_0 = 7\text{mm}$$

$$k_0 = \begin{cases} \frac{t}{20} & \text{for } t < 20\text{min} \\ 1,0 & \text{for } t \geq 20\text{min} \end{cases}$$

$k_0 d_0$ -leddet tar høyde for redusert bæreevne nær forkullingsgrensen

$$d_{ef} = 0,7 \text{ mm/min} \times 30\text{min} + 1,0 \times 7\text{mm} = 28\text{mm}$$

Effektivt resttverrsnitt har dermed dimensjoner:

Effektiv bredde: $b_{ef,fi} = 140\text{mm} - 2 \times 28\text{mm} = 84\text{mm}$

Effektiv høyde: $h_{ef,fi} = 650\text{mm} - 28\text{mm} = 622\text{mm}$

Dimensjonerende fastheter - GL30c:

Bøyekapasitet: $f_{m,d,fi} = 1,15 \times f_{m,k} = 1,15 \times 32 \text{ N/mm}^2 = 36,8 \text{ N/mm}^2$

Skjærkapasitet: $f_{v,d,fi} = 1,15 \times f_{v,k} = 1,15 \times 3,2 \text{ N/mm}^2 = 3,68 \text{ N/mm}^2$

Dimensjonerende snittkrefter og spenninger:

$$M_{d,maks,fi} = \frac{P_{d,fi} \times L^2}{8} = \frac{7,2 \text{ kN/m} \times 8,4\text{m}^2}{8} = 63,5 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{m,d,fi} = \frac{M_{d,maks,fi}}{W_{fi}} = \frac{6 \times M_{d,maks,fi}}{b_{ef,fi} \times h_{ef,fi}^2} = \frac{6 \times 63,5 \times 10^6 \text{ Nmm}}{84\text{mm} \times 622^2 \text{ mm}^2} = 11,7 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{d,maks,fi} = \frac{P_{d,fi} \times L}{2} = \frac{7,2 \text{ kN/m} \times 8,4\text{m}}{2} = 30,2 \text{ kN}$$

$$\tau_{d,fi} = \frac{3 \times V_{d,maks,fi}}{2 \times b_{ef,fi} \times h_{ef,fi}} = \frac{3 \times V_{d,maks,fi}}{2 \times (k_{cr} \times b_{ef,fi}) \times h_{ef,fi}}$$

$$\tau_{d,fi} = \frac{3 \times 30,2 \times 10^3 \text{ N}}{2 \times 0,8 \times 84\text{mm} \times 622\text{mm}} = 1,1 \text{ N/mm}^2$$

Bøyekontroll:

$$\frac{\sigma_{m,d,fi}}{k_{crit} \times f_{m,d,fi}} = \frac{11,7 \text{ N/mm}^2}{1,0 \times 36,8 \text{ N/mm}^2} = 0,32 < 1,0$$

Skjærkontroll:

$$\frac{\tau_{d,fi}}{f_{v,d,fi}} = \frac{1,1 \text{ N/mm}^2}{3,68 \text{ N/mm}^2} = 0,30 < 1,0$$

4. Dimensjonering i alternative materialer

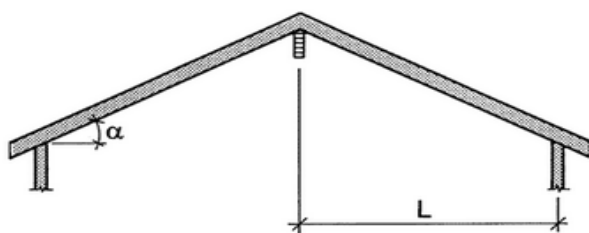
4.1 Introduksjon

For å ha et sammenligningsgrunnlag for konstruksjonen i massivtre vil vi her dimensjonere den bærende konstruksjonen i alternative materialer som er vanlig å bruke i slike prosjekter. Vi har her valgt luftet sperretak av I-bjelker med limtredeger i mønet, bærende brannskillevegg mellom leiligheter og felles korridor i betong, dekke i betong, langsgående bærevegg i 1.etg i betong, bærende yttervegger i tre i 2.etg og stålsøyler i yttervegger i 1.etg. De tidligere lastberegningene ga en vindlast, $v = 1,0 \text{ kN/m}^2$ og en snølast $s = 1,2 \text{ kN/m}^2$. Nyttelasten på dekket er som før $q_{k,ets} = 2,0 \text{ kN/m}^2$ og balkongene $q_{k,s} = 4,0 \text{ kN/m}^2$

4.2 Laster

4.2.1 Tak

For å dimensjonere yttertaket kan man slå opp i Byggforsk 525.814:



Figur 39 – Sperretak (SINTEF Byggforsk, 2004)

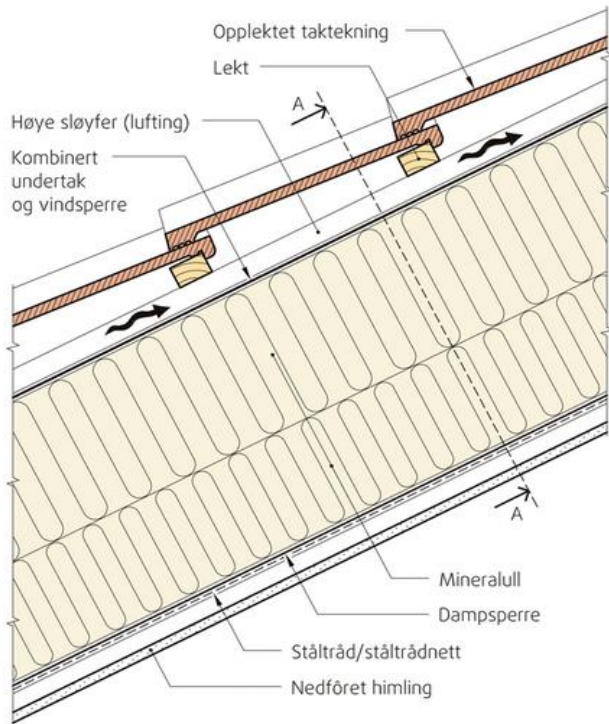
Tabell 16 - Spennvidde på sperretak (SINTEF Byggforsk, 2004)

Tabell 21 k
Største spennvidde (m) for taksperrer av I-bjelker
Takvinkel 0–30°

Snølast på mark kN/m ²	Sperre- avstand m	Sperredimensjon (mm)				
		200	220	250	300	350
1,5	0,6	3,9	4,2	4,7	5,5	6,0
	0,9	3,4	3,7	4,1	4,7	5,2
	1,2	3,1	3,3	3,6	4,1	4,5
2,0	0,6	3,9	4,2	4,7	5,4	5,9
	0,9	3,4	3,7	4,0	4,5	5,0
	1,2	3,0	3,2	3,5	3,9	4,3

Ved å lese av tabell 16 med parametre snølast $s = 1,2 \text{ kN/m}^2 < 1,5 \text{ kN/m}^2$ og spennvidde $L = 5,1 \text{ m}$ får vi sperredimensjon = 300mm.

Figur 40 viser prinsipiell oppbygning av skrått tretak med brannmotstand REI 30. Kombinert undertak og vindsperre er brannteknisk fordelaktig på grunn av færre hulrom i konstruksjonen. Isolasjonen er fastholdt med ståltråd for at den ikke skal falle ut dersom himlingen brenner opp. To lag himlingsplater eller trelekker kan erstatte ståltråd for fastholding av isolasjon (SINTEF Byggforsk, 2010)



Figur 40 - Oppbygning sperretak (SINTEF Byggforsk, 2010)

Ved å lese av tabell 17 fra Byggforsk, og legge inn en takvinkel på 30°, finner vi egenlasten av taket:

$$g_{k,tak} = 1,1 \text{ kN/m}^2 \times \frac{1}{\cos 30^\circ} = 1,3 \text{ kN/m}^2$$

Tabell 17 - Egenvekt sperretak (SINTEF Byggforsk, 2019a)

Konstruksjon	Taktekning og undertak	Egenlast ¹⁾ kN/m ²
Takstoler eller sperrer med senteravstand 0,6 m og ca. 350 mm mineralull og himling	Asfalttakbelegg eller shingel og undertak av plater eller bord av tre	0,7
	Lette plater (takpanner) og med undertak av folie, fiberplater e.l.	0,5
	Takstein og undertak av plater eller bord av tre med asfalttakbelegg	1,1
	Torv, ca. 200 mm, og undertak av plater eller bord	4,0
Reduksjon for tak uten varmeisolasjon og himling: ca. 0,23 kN/m ²		
Tillegg for nedhengt himling, se pkt. 37		

¹⁾ Egenlaster er angitt for den skrå flaten. Ved omregning til horisontalprojeksjonen øker egenlasten med $1/\cos \alpha$, hvor α er takvinkelen.

4.2.2 Limtre drager

Taket i denne konstruksjonen anses som et enveissystem, og lasten fra takflaten vil bli likt fordelt på mønedrager og bærende yttervegg. Det lengste frie mønespenet er 8,4 meter, og påvirkningsareal blir dermed $A_{inf,tak} = 8,4m \times \frac{10m}{2} = 42m^2$. Henter ut likning 6.10a) og 6.10b) fra NS-EN 1990:2002/NA:2008+A1:2010 for å finne dimensjonerende verdier for laster. ψ_0 er hentet fra NA.A1.1. Dermed blir lasten på drageren:

6.10a):

$$1,35 \times 1,3 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \times 0,7 \times 1,2 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \times 0,6 \times 1,0 \text{ kN/m}^2 = 3,9 \text{ kN/m}^2$$

6.10b):

$$1,2 \times 1,3 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \times 1,2 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \times 0,6 \times 1,0 \text{ kN/m}^2 = 4,3 \text{ kN/m}^2$$

Bruker 10b):

$$\frac{(1,2 \times g_{k,tak} + 1,5 \times s + 1,5 \times 0,6 \times v) \times \text{Areal}}{\text{Mønelengde}} =$$

$$\frac{(1,2 \times 1,3 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \times 1,2 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \times 0,6 \times 1,0 \text{ kN/m}^2) \times 42m^2}{8,4m} = 21,3 \text{ kN/m}$$

(Standard Norge, 2008a)

For å finne en passende drager settes bredden til 180 mm. Minimumshøyden h blir:

$$f_{md} = k_{mod} \times \frac{f_{m,g,k}}{\gamma_M} = 0,6 \times \frac{32 \text{ N/mm}^2}{1,15} = 16,7 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{y,Ed} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{21,3 \text{ kN/m} \times (8,4\text{m})^2}{8} = 188 \text{ kNm}$$

Skriver om formel 4.2 i Eurocode 5 for å finne h:

$$f_{md} \times \frac{I}{h/2} > M_{y,Ed}$$

$$f_{md} \times \frac{1/12 \times b \times h^3}{h/2} > M_{y,Ed}$$

$$\frac{1}{6} \times b \times h^2 > \frac{M_{y,Ed}}{f_{md}}$$

$$h > \sqrt{\frac{6 \times M_{y,Ed}}{b \times f_{md}}}$$

$$h > \sqrt{\frac{6 \times 188 \times 10^6 \text{ Nmm}}{180 \text{ mm} \times 16,7 \text{ N/mm}^2}}$$

$$h > 612 \text{ mm}$$

(Porteous & Kermani, 2013)

Vi velger derfor drager på 180mm*650mm.

Egenlasten av drageren blir:

$$w_{k,limtre} = 0,180\text{m} \times 0,650\text{m} \times 5,0 \text{ kN/m}^3 = 0,6 \text{ kN/m}$$

Bøyekontroll:

$$M_{y,Rd} = f_{md} * \frac{1/12 \times b \times h^3}{h/2} = 16,7 \text{ N/mm}^2 \times \frac{1/12 \times 180\text{mm} \times (650\text{mm})^3}{650\text{mm}/2} = 212 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} = \frac{188 \text{ kNm}}{212 \text{ kNm}} = 0,89 < 1,0$$

Skjærkontroll:

$$V_{z,Rd} = \frac{2/3 f_{vd} \times b_{eff} \times h}{10^3} = \frac{2/3 \times 3,2 \times 0,67 \times 180\text{mm} \times 650\text{mm}}{10^3} = 167,2 \text{ kN}$$

$$V_{z,Ed} = \frac{q \times L}{2} = \frac{21,3 \text{ kN/m} \times 8,4\text{m}}{2} = 89,5 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,Rd}} = \frac{89,5 \text{ kN}}{167,2 \text{ kN}} = 0,53 < 1,0$$

Trykkspenning ved opplending:

$$F_{d,drager} = (q_{k,drager} + g_{k,drager}) \times L = (21,3 + 0,6) \text{ kN/m} \times \left(\frac{8,4}{2} + \frac{3}{2}\right) \text{ m} = 125 \text{ kN}$$

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{d,drager}}{b \times l_{eff}} = \frac{125 \times 10^3 \text{ N}}{180 \text{ mm} \times (200 \text{ mm} + 2 \times 30 \text{ mm})} = 2,67 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c90} \times f_{c,90,d}} = \frac{2,67 \text{ N/mm}^2}{1,0 \times 3,0 \text{ N/mm}^2} = 0,89 < 1,0$$

Beregning av brannmotstand etter Eurokode 5:

Metoden med effektivt tverrsnitt:

Henter ut likning for ulykkesituasjon fra NS-EN 1990:2002/NA:2008+A1:2010 for å finne dimensjonerende verdier for laster. ψ_1 og ψ_2 er hentet fra NA.A1.1. Bruddgrense under brann (ulykkesituasjon):

$$P_{d,fi} = \frac{(1,0 \times g_{k,tak} + 1,0 \times \psi_1 \times HV + 1,0 \times \psi_2 \times S) \times A_{real}}{\text{Spennvidde}} =$$

$$P_{d,fi} = \frac{(1,0 \times 1,3 \text{ kN/m}^2 + 1,0 \times 0,2 \times 1,0 \text{ kN/m}^2 + 1,0 \times 0,2 \times 1,2 \text{ kN/m}^2) \times 42 \text{ m}^2}{8,4 \text{ m}}$$

$$P_{d,fi} = 8,7 \text{ kN/m}$$

(Standard Norge, 2008a)

Effektiv forkullingsdybde:

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 d_0$$

Der: d_{ef} er effektiv forkullingsdybde

$d_{char,n} = \beta_n \times t$ er nominell forkullingsdybde

β_n er nominell forkullingshastighet

t er eksponeringstiden

$$d_0 = 7 \text{ mm}$$

$$k_0 = \begin{cases} \frac{t}{20} & \text{for } t < 20 \text{ min} \\ 1,0 & \text{for } t \geq 20 \text{ min} \end{cases}$$

$k_0 d_0$ -leddet tar høyde for redusert bæreevne nær forkullingsgrensen

$$d_{ef} = 0,7 \text{ mm/min} \times 30 \text{ min} + 1,0 \times 7 \text{ mm} = 28 \text{ mm}$$

Effektivt resttverrsnitt har dermed dimensjoner:

$$\text{Effektiv bredde: } b_{ef,fi} = 180\text{mm} - 2 \times 28\text{mm} = 124\text{mm}$$

$$\text{Effektiv høyde: } h_{ef,fi} = 650\text{mm} - 28\text{mm} = 622\text{mm}$$

Dimensjonerende fastheter - GL30c:

$$\text{Bøyekapasitet: } f_{m,d,fi} = 1,15 \times f_{m,k} = 1,15 \times 32 \text{ N/mm}^2 = 36,8 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Skjærkapasitet: } f_{v,d,fi} = 1,15 \times f_{v,k} = 1,15 \times 3,2 \text{ N/mm}^2 = 3,68 \text{ N/mm}^2$$

Dimensjonerende snittkrefter og spenninger:

$$M_{d,maks,fi} = \frac{P_{d,fi} \times L^2}{8} = \frac{8,7 \text{ kN/m} \times 8,4\text{m}^2}{8} = 76,7 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{m,d,fi} = \frac{M_{d,maks,fi}}{W_{fi}} = \frac{6 \times M_{d,maks,fi}}{b_{ef,fi} \times h_{ef,fi}^2} = \frac{6 \times 76,7 \times 10^6 \text{ Nmm}}{124\text{mm} \times 622^2 \text{ mm}^2} = 9,6 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{d,maks,fi} = \frac{P_{d,fi} \times L}{2} = \frac{8,7 \text{ kN/m} \times 8,4\text{m}}{2} = 36,5 \text{ kN}$$

$$\tau_{d,fi} = \frac{3 \times V_{d,maks,fi}}{2 \times b_{ef,fi} \times h_{ef,fi}} = \frac{3 \times V_{d,maks,fi}}{2 \times (k_{cr} \times b_{ef,fi}) \times h_{ef,fi}}$$

$$\tau_{d,fi} = \frac{3 \times 36,5 \times 10^3 \text{ N}}{2 \times 0,8 \times 124\text{mm} \times 622\text{mm}} = 0,89 \text{ N/mm}^2$$

Bøyekontroll:

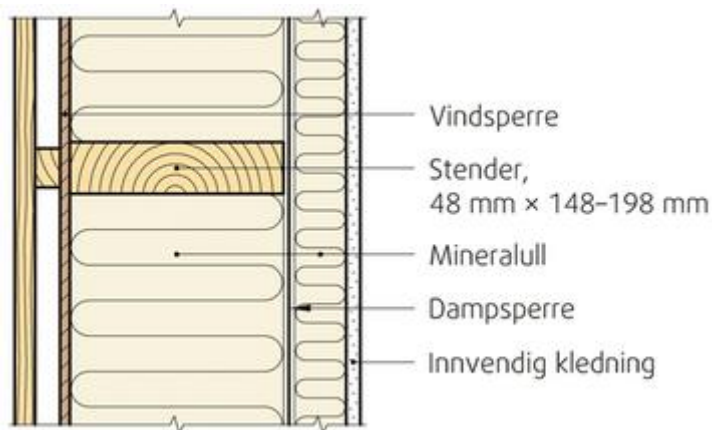
$$\frac{\sigma_{m,d,fi}}{k_{crit} \times f_{m,d,fi}} = \frac{9,6 \text{ N/mm}^2}{1,0 \times 36,8 \text{ N/mm}^2} = 0,26 < 1,0$$

Skjærkontroll:

$$\frac{\tau_{d,fi}}{f_{v,d,fi}} = \frac{0,89 \text{ N/mm}^2}{3,68 \text{ N/mm}^2} = 0,24 < 1,0$$

4.2.3 Yttervegger

Figur 41 viser eksempel på oppbygning av bærende og varmeisolert yttervegg av tre med brannmotstand REI 30 fra Byggforsk 520.308.



Figur 41 - Oppbygning av yttervegg (SINTEF Byggforsk, 2010)

Når yttervegger i småhus utføres med minst 36 mm x 198 mm massive stendere av konstruksjonstrevirke, limtre eller parallellfiner, plassert i avstand maks c/c 600 mm, kan husbredden være opp til 12 m. Det gjelder uansett snø- og vindlast, og for hus med takkonstruksjoner som spenner fritt over hele husbredden (SINTEF Byggforsk, 2014).

Småhus er i denne sammenhengen bolighus og bygninger med tilsvarende nyttelaster og egenlaster, i maks to etasjer og med maks 12 m husbredde (SINTEF Byggforsk, 2014).

Overdekninger over åpninger i veggene må beregnes, men er ikke et detaljnivå vi kommer inn på her.

Fra tabell 18 ser vi at ytterveggen i 2.etg har en egenlast på $g_{k,yttervegg} = 0,6 \text{ kN/m}^2$

Tabell 18 - Egenvekt yttervegg (SINTEF Byggforsk, 2019a)

Konstruksjon	Kledning og isolasjon	Egenlast kN/m ²
Yttervegg av 198 mm bindingsverk heltre eller I-profiler, c/c 0,6 m og 48 mm innvendig påføring	Utvendig utlektet trekledning, vindsperre av 9,5 mm gips (GU), 13 mm gips innvendig og 250 mm mineralull	0,6
Innervegg av 98 mm heltre, c/c 0,6 m	13 mm gips på hver side og 100 mm mineralull	0,4
Lydisolerende vegg med dobbelt bindingsverk av 2 x 98 mm, c/c 0,6 m	2 x 13 mm gips på hver side og 2 x 100 mm mineralull	0,7

4.2.4 Betongdekker

Betongdekket her kvalifiserer til eksponeringsklasse XC1 (Standard Norge, 2018) og strekker seg over en bærevegg i midten av bygget, og har dermed 2 spenn, hver på 5.15m. minste overdekning ved 50 års dimensjonerende brukstid er 25mm +/- 10mm (Standard Norge,

2018). Nyttelast i boliger (kategori A) er $q_k = 2,0 \text{ kN}/\text{m}^2$. Vi kan da bruke tabell 19 til å velge at dekket skal være 210mm tykt med hovedarmering Ø10c170 i underkant, Ø10c120 i overkant over bæreveggen og fordelingsarmering Ø10c250.

Tabell 19 - Armering i betongdekke (Byggforsk, 2013)

Tabell 24 b

Statisk system b og c (fig. 12 b og c): Dekke med to eller flere spenn. Dekketykkelser og armeringsmengder bestemt av lengste spennvidde, L_1 og nominell armeringsoverdekning. Tabellen gjelder under forutsetningene som er gitt i pkt. 12-17. Tabellen er utarbeidet for effektiv spennvidde, L . Ved avlesning i tabellen kan man forenklet benytte spennvidde, L , regnet til senterlinje av oppleggene, se pkt. 212. Dimensjonering for brann og lyd er omtalt i henholdsvis Byggdetaljer 520.321, 522.513 og 522.514.

Effektive spennvidder ⁴⁾ , (se fig. 222)		Eksponeringsklasse XC1 Nominell armeringsoverdekning 25 ± 10 mm				Eksponeringsklasse XC3 Nominell armeringsoverdekning 35 ± 10 mm			
		Dekke- tykkelse, h	Armering. Diameter og senteravstand ¹⁾		Fordelings- armering i overkant og underkant dekke	Dekke- tykkelse, h	Armering. Diameter og senteravstand ¹⁾		Fordelings- armering i overkant og underkant dekke
			Hovedarmering				Hovedarmering		
			I underkant dekke	I overkant dekke over støtte			I underkant dekke	I overkant dekke over støtte	
L_1 Lang	L_2 Kort	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
3,0	2,3-3,0	140	Ø8 c250	Ø8 c200	Ø8 c250	140	Ø8 c230	Ø8 c180	Ø8 c250
3,2	2,4-3,2	140	Ø8 c240	Ø8 c190	Ø8 c250	140	Ø8 c220	Ø8 c170	Ø8 c250
3,4	2,6-3,4	140	Ø8 c230	Ø8 c180	Ø8 c250	150	Ø8 c210	Ø8 c160	Ø8 c250
3,6	2,8-3,6	140	Ø8 c220	Ø8 c170	Ø8 c250	150	Ø8 c190	Ø8 c140	Ø8 c250
3,8	2,9-3,8	150	Ø8 c210	Ø8 c160	Ø8 c250	160	Ø8 c180	Ø8 c130	Ø8 c250
4,0	3,0-4,0	150	Ø8 c190	Ø8 c140	Ø8 c250	170	Ø8 c160	Ø8 c120	Ø8 c250
4,2 ²⁾	3,2-4,2	160	Ø8 c180	Ø8 c130	Ø8 c250	180	Ø10 c200	Ø10 c150	Ø10 c250
4,4	3,4-4,4	170	Ø8 c160	Ø8 c120	Ø8 c250	190	Ø10 c190	Ø10 c140	Ø10 c250
4,6	3,5-4,6	180 ³⁾	Ø10 c200	Ø10 c150	Ø10 c250	200	Ø10 c180	Ø10 c130	Ø10 c250
4,8	3,7-4,8	190	Ø10 c190	Ø10 c140	Ø10 c250	210	Ø10 c170	Ø10 c120	Ø10 c250
5,0	3,8-5,0	200	Ø10 c180	Ø10 c130	Ø10 c250	220	Ø10 c160	Ø10 c110	Ø10 c250
5,2	4,0-5,2	210	Ø10 c170	Ø10 c120	Ø10 c250	230	Ø12 c200	Ø12 c150	Ø12 c250

Fra tabell 20 ser vi at en dekketykkelse på 210mm mer enn oppfyller kravene til REI30.

Tabell 20 - Brannmotstand i betongdekke (Byggforsk, 2020)

Minste dekketykkelse h_a og armeringsdybde a for slakkarmerte og forspente betongdekker understøttet av søyler, $\eta_R = 0,7$

Brannmotstand	Minimumsdimensjoner (mm)	
	Dekketykkelse, h_1 ¹⁾	Armeringsdybde, a
REI 30	150	10 ²⁾
REI 60	180	15 ²⁾
REI 90	200	25
REI 120	200	35
REI 180	200	45
REI 240	200	50




¹⁾ Minste dekketykkelse gjelder for dekket uten påstøp, se [fig. 613](#).

²⁾ Kan bli overstyrt av andre krav til overdekning som korrosjon eller heft

Vi vil heller ikke her gjennomføre beregninger for lydisolering av etasjeskille. Men siden etasjeskillet er mellom 2 boenheter må det oppfylle kravene i NS 8175 som sier at luftlydisolasjonen må oppfylle kravet $R_w > 55dB$, og trinnlydisolasjon $L_{n,w} < 53dB$ (Standard Norge, 2012). For å oppfylle disse kravene ser vi i tabell 21 at det vil måtte foretas trinnlydreduserende tiltak, for eksempel i form av trinnlydsplater, gips, spon og parkett.

Tabell 21 - Preaksepterte løsninger lydisolerende betongdekke (SiNTEF Byggforsk, 2015)

Lydisolasjonsegenskaper for massive betongplater. Tillegg for himling, se tabell 57

Massive betongplater Plassert betong med densitet ca. 2 400 kg/m ³ Inkludert prefabrikkerte formplater i betong for utstøping på byggeplass		Tykkelse, (mm) / flatevekt (kg/m ²)	Forventede lydisolasjonsverdier i ferdig bygning, feltmålte verdier, med flankeoverføring fra stor (første tall) til liten (andre tall), se pkt. 4.3.3			
			Trinnlydnivå, dB ⁽¹⁾		Luftlydisolasjon, dB ⁽¹⁾	
			L _{n,w}	C ₍₅₀₋₂₅₀₀₎	R _w	C ₅₀₋₂₅₀₀
Med harde overflater 	Rådekket uten belegg, med keramiske fliser, klinkerfliser eller med naturstein ($\Delta L_{w} = 0$ dB, $\Delta R_{w} = 0$ dB) Alternativ til tykke dekker kan være påstøp/avretting av betong.	160/380	82-80		51-53	
		180/430	80-78	Ca. 0	52-54	Ca. -3
		200/480	77-75		53-56	
		220/530	75-71		54-58	
		250/600	73-70		55-60	
		270/650	71-66		55-60	
Med trinnlyddempende belegg og parkett eller laminatgulv på tynne dempesjikt 	Vinyl (PVC) med polyesterfilt eller PVC-skum. Linoleum på løstliggende skummet/ekspandert PE- eller PVC-underlag ($\Delta L_{w} = 20$ dB, $\Delta R_{w} = 0$ dB) 14 mm parkett eller 7 mm laminatgulv på 2-3 mm ekspandert PE ($\Delta L_{w} = 18$ dB, $\Delta L_{w} = -2$ dB)	200	57-55		53-56	
		250	53-50	Ca. 0	55-60	Ca. -3
		300	50-44		55-60	
		200	59-57		51-54	
		250	55-52	Ca. 0	53-58	Ca. -3
		300	52-46		53-58	
Lette, flytende gulv på tykke isolasjonssjikt 	14 mm parkett o.l., 36 mm porøs treffiberplate med eller uten fordelingsplate og rør for vannbåret varme ($\Delta L_{w} = 23$ dB, $\Delta R_{w} = 4$ dB) 14 mm parkett o.l., 2-3 mm ekspandert PE, 22 mm sponplate, 13 mm gipsplate og 20 mm trinnlydplate av mineralull Trinnlyddempende belegg, 22 mm sponplate, 13 mm gipsplate og 20 mm trinnlydplate av mineralull ($\Delta L_{w} = 27$ dB, $\Delta R_{w} = 4$ dB)	200	54-52		57-60	
		250	50-47	Ca. 3 ⁽²⁾	59-64	Ca. -3
		300	47-41		59-64	
		200	50-48	Ca. 4 ⁽²⁾	57-60	
		250	47-43		59-64	Ca. -3
		300	43-37		59-64	

Ved å lese av tabell 22 settes egenvekten av betongdekket til $g_{k,dekke} = 6,0 \text{ kN/m}^2$

Tabell 22 - Egenvekt betongdekke (SINTEF Byggforsk, 2019a)

Konstruksjon	Golv	Egenlast kN/m ²
Ca. 200 mm massivt betongdekke, (5,0 kN/m ²)	20 mm avrettingsmasse og myke eller halvharde golvbelegg	5,4
	20 mm avrettingsmasse og lett, flytende golv eller oppfôret tregolv	5,5
	Trinnlydplate 20 mm, 50 mm påstøp ¹⁾ og keramiske fliser	6,8
	50 mm påstøp ¹⁾ med golvarme og golvbord eller parkett	6,2
Ca. 220 mm massivt betongdekke (5,5 kN/m ²) eller ca. 320 mm bolighulldekkeelement (5,3 kN/m ²)	20 mm avrettingsmasse og myke eller halvharde golvbelegg	5,9
	20 mm avrettingsmasse og lett, flytende golv eller oppfôret tregolv	6,0
	Trinnlydplate 20 mm, 50 mm påstøp ¹⁾ og keramiske fliser	7,3
	50 mm påstøp ¹⁾ med golvarme og golvbord eller parkett	6,7

4.2.5 Innervegger i betong

4.2.5.1 Brannskillevegg

Betongveggene mellom leilighetene og korridoren må foruten å være selvbærende kunne bære punktlasten fra drageren i mønet. Vi setter veggtykkelsen til 200mm.

$$F_{d,drager} = (q_{k,drager} + g_{k,drager}) \times L = (21,3 + 0,6) \text{ kN/m} \times \left(\frac{8,4}{2} + \frac{3}{2} \right) \text{ m} = 125 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{d,drager}}{\text{Areal}} = \frac{125 \times 10^3 \text{ N}}{180 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}} = 3,5 \text{ N/mm}^2$$

B30 betong har en trykkfasthet $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ som med sikkerhetsmargin har en designverdi

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \times \frac{30 \text{ N/mm}^2}{1,5} = 17 \text{ N/mm}^2$$

Kontroll:

$$\frac{3,5 \text{ N/mm}^2}{17 \text{ N/mm}^2} = 0,2 < 1,0$$

De må også fungere som lyd og brannskille. Vegg blir avstivet av dekket, og dermed settes knekk lengde, $L_k = 5,0 \text{ m}$ og veggtykkelse $t = 0,2 \text{ m}$

$$\text{Slankhet} = \frac{L_k}{t} = \frac{5,0 \text{ m}}{0,2 \text{ m}} = 25$$

Ved å sette μ_{fi} meget konservativt til 0,7 ser vi i tabell 23 at for å holde brannkrav på REI30 ved tosidig brann må ha en betongvegg på minst 120mm med 10mm overdekning.

Tabell 23 - Brannmotstand betongvegg (SINTEF Byggforsk, 2021)

Brannmotstand for bærende betongvegger med slankhet, $l_w/t \leq 25$ ved ensidig eller tosidig brannpåkjenning²⁾, i henhold til NS-EN 1992-1-2

Brannmotstand	Minste veggtykkelse, t (mm) / minste armeringsdybde, a (mm) avhengig av utnyttelse, $\mu_{fi, \text{betong}}$			
	$\mu_{fi, \text{betong}} = 0,35$		$\mu_{fi, \text{betong}} = 0,70$	
	Eksponert ¹⁾ på		Eksponert ¹⁾ på	
	én side	to sider	én side	to sider
R(EI) 30	100 / 10 ²⁾	120 / 10 ²⁾	120 / 10 ²⁾	120 / 10 ²⁾
R(EI) 60	110 / 10 ²⁾	120 / 10 ²⁾	130 / 10 ²⁾	140 / 10 ²⁾
R(EI) 90	120 / 20 ²⁾	140 / 10 ²⁾	140 / 25	170 / 25
R(EI) 120	150 / 25	160 / 25	160 / 35	220 / 35
R(EI) 180	180 / 40	200 / 45	210 / 50	270 / 55
R(EI) 240	230 / 55	250 / 55	270 / 60	360 / 60

¹⁾ Ensiktig eller tosidig brannpåkjenning, se [pkt. 35](#). Vegger med brannpåkjenning fra to sider har ikke, og trenger heller ikke, branncellebegrensende egenskap EI, bare R.

²⁾ Overstyres vanligvis av krav til overdekning i henhold til NS-EN 1992-1-1

Fra tabell 24 ser vi at kravet i NS 8175 om $R_w > 55dB$ er oppfylt med en 200mm betongvegg.

Tabell 24 - Lydegenskaper betong (Byggforsk, 2019)

Lydisolasjonsegenskaper for innervegger av betong uten tilleggskonstruksjon

Oppbygning av konstruksjon		Lydisolasjonsegenskaper		
Tykkelse på betong	Flatemasse	Laboratoriemålt verdi, R_w	Forventet verdi i ferdig bygg, R'_w	Omgjøringstall for spektrum $C_{50-5000}$ ¹⁾
mm	kg/m ²	dB	dB	
120	275	55	47-50	-2
150	345	58	50-52	-2
180	415	61	53-55	-2
200	460	62	54-56	-2
250	575	64	56-60	-2

¹⁾ Beregnet verdi basert på målinger for utvidet frekvensområde 50-5 000 Hz

4.2.5.2 Bærevegg i leilighetene i 1.etg

Bærende betongvegg langsgående i 1.etg skal bære egenlast og nyttelast fra halve dekket.

$$6.10a): \quad 1,35 \times 6,0 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \times 0,7 \times 2,0 \text{ kN/m}^2 = 10,2 \text{ kN/m}^2$$

$$6.10b): \quad 1,2 \times 6,0 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \times 2,0 \text{ kN/m}^2 = 10,2 \text{ kN/m}^2$$

Dimensjonerende last (6.10b):

$$w_{vegg} = \frac{(1,2 \times g_{k,dekke} + 1,5 \times q_k) \times 42\text{m}^2}{8,4\text{m}}$$

$$w_{vegg} = \frac{10,2 \text{ kN/m} \times 42\text{m}^2}{8,4\text{m}} = 55,5 \text{ kN/m}$$

B30 betong har en trykkfasthet $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$, som med sikkerhetsmargin har en designverdi

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \times \frac{30 \text{ N/mm}^2}{1,5} = 17 \text{ N/mm}^2$$

Så 1 meter 150mm tykk B30 betongvegg vil dermed kunne bære:

$$17 \text{ N/mm}^2 \times 150\text{mm} = 2550 \text{ N/mm} = 2550 \text{ kN/m}$$

Dette er langt mer enn lasten som blir påført, og veggen vil derfor bære med god margin.

Siden dette er en vegg internt i samme leilighet er det ingen lydkrav.

Ved å sette μ_{fi} meget konservativt til 0,7 ser vi i tabell 25 at for å holde brannkrav på REI30 ved tosidig brann må ha en betongvegg på minst 120mm med 10mm overdekning. Ettersom denne veggen ikke er et skille mellom to brannceller er det ikke krav til integritet (E) eller isolasjon (I) i en brannsituasjon, men den må fortsatt inneha bæreevneegenskaper etter 30 minutter brann.

Tabell 25 - Brannmotstand betongvegger (SINTEF Byggforsk, 2021)

Brannmotstand for bærende betongvegger med slankhet, $l_w/t \leq 25$ ved ensidig eller tosidig brannpåkjenning²⁾, i henhold til NS-EN 1992-1-2

Brannmotstand	Minste veggtykkelse, t (mm) / minste armeringsdybde, a (mm) avhengig av utnyttelse, $\mu_{n,betong}$			
	$\mu_{n,betong} = 0,35$		$\mu_{n,betong} = 0,70$	
	Eksponert ¹⁾ på		Eksponert ¹⁾ på	
	én side	to sider	én side	to sider
R(EI) 30	100 / 10 ²⁾	120 / 10 ²⁾	120 / 10 ²⁾	120 / 10 ²⁾
R(EI) 60	110 / 10 ²⁾	120 / 10 ²⁾	130 / 10 ²⁾	140 / 10 ²⁾
R(EI) 90	120 / 20 ²⁾	140 / 10 ²⁾	140 / 25	170 / 25
R(EI) 120	150 / 25	160 / 25	160 / 35	220 / 35
R(EI) 180	180 / 40	200 / 45	210 / 50	270 / 55
R(EI) 240	230 / 55	250 / 55	270 / 60	360 / 60

¹⁾ Ensiktig eller tosidig brannpåkjenning, se pkt. 35. Vegger med brannpåkjenning fra to sider har ikke, og trenger heller ikke, branncellebegrensende egenskaper EI, bare R.

²⁾ Overstyres vanligvis av krav til overdekning i henhold til NS-EN 1992-1-1

Fra tabell 26 ser vi at disse betongveggene har en egenvekt på 3,75 kN/m²

Tabell 26 - Egenvekt betongvegger (SINTEF Byggforsk, 2019a)

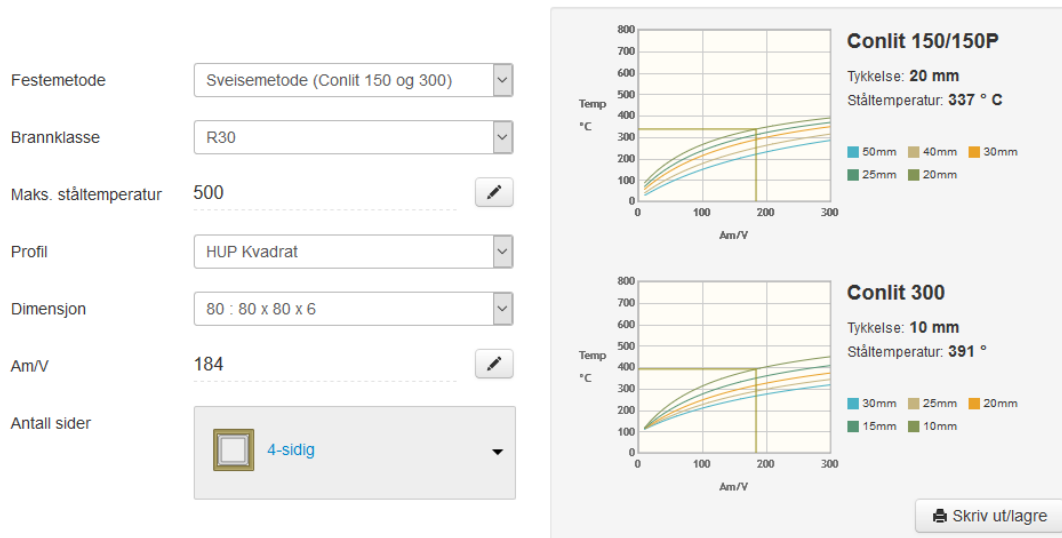
Konstruksjon	Kledning og isolasjon	Egenlast kN/m ²
Yttervegg av 200 mm massiv betong (5,0 kN/m ²)	Utvendig luftet tre- eller platekledning, vindsperre av 9,5 mm gips (GU), stendere c/c 0,6 m, 250 mm mineralull	5,3
	Teglforblending, vindsperre av 9,5 mm gips (GU), 250 mm mineralull	7,2
Innervegg av 200 mm massiv betong (5,0 kN/m ²)	Upusset	5,0
	15 mm puss på begge sider	5,6
Reduksjon for 150 mm massiv betongkonstruksjon: 1,25 kN/m ²		

4.2.6 Stålsøyler

Bæringen av dekke, yttervegg 2.etg og tak i yttervegg 1.etg utføres med stålsøyler i hjørnene og midt på langveggene. Vi vil i denne oppgaven ikke designe disse, men vil her se på brannsikringstiltak. Stål er svært mye brukt som byggemateriale blant annet på grunn av høy styrke, men har dårlige brann tekniske egenskaper under høye temperaturer. Stålets bærekapasitet halveres ved ca 500 °C, en temperatur som oppstår allerede etter 7 minutter ved en standard brannutvikling (Rockwool.no, 2021). Derfor bruker man som regel passiv brannsikring av stålkonstruksjoner i form av for eksempel isolasjon som festes på eksponerte stålkonstruksjoner enten med lim, eller oftest mekanisk ved hjelp av sveisestifter. Slik brannbeskyttelse vil forhindre en ukontrollert temperaturstigning i stålet og sikre

tilfredsstillelse av brannkravene. Vi har her brukt Rockwools beregningskalkulator for å demonstrere beregning av nødvendig brannsikring. Vi har latt søylene være HUP 80*80*6 og brannklasse R30. I figuren under ser vi at en slik søyle vil måtte isoleres med 20mm Conlit 150/150P.

Dimensjonering av Conlit 150 og 300



Figur 42 - Utsnitt fra Rockwool beregningskalkulator (Rockwool.no, 2021)

5. Sammenligning

5.1 Brannsikkerhet

Som vi har sett av de foregående beregningene står ikke massivtre tilbake for betong og stål hverken når det gjelder brannsikkerhet, bæreevne eller lydkrav. Men i høyere bygninger vil som regel både risikoklassen og brannklassen øke, og man vil måtte gjøre nye beregninger både for bæreevne, vekt og brannsikkerhet. Men man har de siste årene vist gjennom prosjekter slik som Treet i Bergen (14 etasjer) og Mjøstårnet i Brumunddal (18 etasjer) at det ved hjelp av passive og aktive brannverntiltak er mulig å bygge i høyden med massivtre. Bygg i denne størrelsesordenen har frem til nå ofte blitt bygget i stedstøpt betong, stål og/eller prefabrikerte betongelementer. Som tidligere nevnt kan eksponerte massivtreelementer innvendig i bygninger føre til høyere og mer intense flammer ut vinduer og andre åpninger, og ekstra tiltak slik som større kjølesoner, brannvinduer eller sprinklersystem kan måtte settes inn for å tilfredsstille kravene i TEK17. Det skal også nevnes at med høyere brannklasse og risikoklasse følger det som oftest med krav om sprinkleranlegg, uavhengig av byggemateriale.

5.2 Tidsbruk

Hvis vi først sammenligner massivtre med stedstøpt betong og stål, ser vi at byggetiden til tett bygg er lavere ved bruk av massivtre. Dette er en stor fordel da tørketid og risikoen for fuktskader blir redusert. Dette gir både spart byggetid og bedre kvalitet, som begge deler er en stor fordel både for entreprenørene og byggherren. Haken her er dersom elementene skal ha synlige overflater. Når dette er aktuelt kan det være utfordrende med beskyttelse mot vær og vind selv med kortere byggetid.

Det vil være naturlig å sammenligne massivtreelementer med betongelementer da begge deler blir produsert i fabrikker og heist på plass under montering. Så med tanke på tid til tett bygg er ikke forskjellene så store. Men massivtre har betydelig lavere vekt og vil derfor ha en stor fordel både med tanke på grunnarbeid, fundamentering, transport og montasje.

5.3 Bærekraft

Med tanke på ressursbruk og bærekraft har massivtreelementer en stor fordel sammenlignet med betong. Tre er en fornybar ressurs som binder CO₂ gjennom fotosyntesen. Karbonet vil være bundet i treet inntil det blir nedbrutt eller brent, og CO₂ mengden som blir frigjort ved slik nedbrytning tilsvarer mengden som ble bundet under veksten i skogen. Transporten og monteringen av massivtreelementer har også et mye lavere energiforbruk siden vekten er lavere. Når et bygg i massivtre ved endt levetid skal saneres, vil elementene enten kunne gjenbrukes eller brukes som biobrensel.

Både produksjon og transport av betong og betongelementer har på sin side et høyt energiforbruk og stort klimaavtrykk. Det er sementproduksjonen som er den største bidragsyteren til dette. Man regner i dag med at sementproduksjon står for 5-8% av verdens CO₂ utslipp. En grunn til dette er selvfølgelig den enorme produksjonen på verdensbasis, men også fordi mye av energien brukt i produksjonen kommer fra kullkraft og andre ikke-fornybare energikilder. Det forskes mye på å redusere dette klimaavtrykket, og i mange sammenhenger er det ingen gode erstatninger til betong, f.eks. i broer og lignende. For å få ned utslippene vil det være nødvendig å erstatte betong med andre mer bærekraftige materialer der man kan. Etterbruk av betong er heller ikke enkelt. I mesteparten av betong som saneres i dag blir armeringsstålet kildesortert og betongen knust og gjenbrukt som fyllmasser og bærelag, eller deponert.

5.4 Byggeprosessen

Under bygging har massivtre en fordel ved at det er et materiale som er enklere å bearbeide og tilpasse. Innfesting av tekniske installasjoner er rimeligere og enklere. Arbeidsmiljøet under bygging er også bedre med mindre støy, støv og bedre luftkvalitet.

5.5 Pris

Foreløpig er bruk av massivtre i de fleste tilfeller litt dyrere under bygging enn betong her til lands. Men med økende kompetanse og produksjonsvolum vil prisen sannsynligvis etter hvert

stabilisere seg på et lavere nivå, noe som vil øke konkurransevnen. Ikke minst vil en skjerping av prisen på CO₂ kvoter gjøre massivtre mer konkurransedyktig på pris.

5.6 Prosjektering

Bruk av massivtre stiller større krav til planlegging og tidlige avgjørelser under prosjekteringen. Det vil si at mer av prosjekteringen må være klar før byggestart, og at andelen prosjektering som kan tas underveis i byggingen går ned. Siden bygging av store bygg i massivtre er en relativt ny øvelse er det færre preaksepterte løsninger og erfaringer tilgjengelig, og mer av prosjekteringen må foregå med analyser og beregninger.

6. Konklusjon

Vi startet denne oppgaven med problemstillingen: «Hvordan står massivtrekonstruksjoner seg mot tilsvarende konstruksjoner i andre byggematerialer og andre byggemetoder med særlig hensyn til brannmotstand og brannsikkerhet». Under gjennomgangen av tilgjengelig litteratur om emnet, og arbeidet med å prosjektere og beregne vårt eksempelprosjekt har vi lært mye om massivtre og brannsikkerhet.

Som vi så ved å sammenligne massivtrekonstruksjoner med konstruksjoner i betong, stål og bindingsverk har begge alternativer sine fordeler og ulemper. Å bygge i massivtre elementer gir store besparelser innen tidsbruk, transport og karbonavtrykk sammenlignet med bygg i betong og stål. Spesielt søkelyset på miljøvennlighet og bærekraft er stadig økende, og i fremtiden vil kravene bare bli stadig strengere. Massivtreets største ankepunkt er brennbarheten, men som vi har sett i denne oppgaven kan dette problemet elimineres med de rette brannsikringstiltakene. Vi så også under beregningene av bæreevne under brann at massivtre ikke står tilbake for stål og betong. Vårt eksempelprosjekt har begrenset høyde og kompleksitet, men vi har de senere årene sett at ved hjelp av aktive og passive brannsikringstiltak kan langt større og mer komplekse prosjekter gjennomføres i tre, slik som Treet i Bergen og Mjøstårnet i Brummunddal.

Som et kort svar og konklusjon på problemstillingen kan man si at med de rette tiltakene er det ikke brannsikkerheten som står i veien for å bygge både stort og høyt i massivtre.

7. Kilder

- Byggforsk, S. (2013). 522.871 *Betongdekke understøttet av vegger. Dimensjonering*. Retrieved from https://www.byggforsk.no/dokument/344/betongdekke_understoettet_av_vegger_dimensjonering
- Byggforsk, S. (2019). 524.321 *Lydisolasjon for massive innervegger*. Retrieved from https://www.byggforsk.no/dokument/378/lydisolasjon_for_massive_innervegger
- Byggforsk, S. (2020). 520.321 *Brannmotstand for etasjeskillere av tre og betong*. Retrieved from https://www.byggforsk.no/dokument/1538/brannmotstand_for_etasjeskillere_av_tre_og_betong
- Direktoratet for byggkvalitet. (2017a, 15.09.2017). §11-2, Risikoklasser. *TEK17 Kapittel 11 - Sikkerhet ved brann*. Retrieved from <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/11/i/11-2/>
- Direktoratet for byggkvalitet. (2017b, 15.09.2017). §11-3, Brannklasser. *TEK17 Kapittel 11 - Sikkerhet ved brann*. Retrieved from <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/11/i/11-3/>
- Direktoratet for byggkvalitet. (2017c, 15.09.2017). TEK17 Innledning til kapittel 11 - Sikkerhet ved brann. *TEK17 Kapittel 11 - Sikkerhet ved brann*. Retrieved from <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/11/i/innledning/>
- Edvardsen, & Ramstad. (2007). *Trehus* (T. Haug Ed. 2 ed. Vol. 2). Oslo: Norges byggforskinstitutt.
- Homb, & Hveem. (2011). *Lydoverføring i byggesystemer med massivtreelementer*. (80). Retrieved from <https://docplayer.me/44411467-Lydoverforing-i-byggesystemer-med-massivtreelementer.html?fbclid=IwAR3PxioRYkRRRCFzkFju6LHJjMt0clJjzalrKtIO2oQjD9SGxdk9SfJtdF4w>
- Norsk Standard, J. B. D. e. s. (2008). NS-EN 1990: 2002+ NA: 2008: Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. In.
- Norsk treteknisk institutt. (2006a). *Hefte 1 - Generelt*, . Oslo: Strandberg & Nilsen Grafisk AS.
- Norsk treteknisk institutt. (2006b). *Hefte 3 - Dimensjonering*, . Oslo: Strandberg & Nilsen Grafisk AS.
- Norsk treteknisk institutt. (2006c). *Hefte 4 - Brann*, . Oslo: Strandberg & Nilsen Grafisk AS.
- Norsk treteknisk institutt. (2006d). *Hefte 5 - Lyd*, . Oslo: Strandberg & Nilsen Grafisk AS.
- Porteous, & Kermani. (2013). *Structural Timber Design to Eurocode 5* (2 ed.). Chichester, West Sussex, United Kingdom: John Wiley & Sons, Ltd.
- Rockwool.no. (2021). CONLIT Brandsikring. Retrieved from <https://www.rockwool.no/teknisk-service/beregningsprogram/conlit-brannsikring/>
- SINTEF Byggforsk. (2001). 520.205 *Massive treelementer. Typer og bruksområder*. byggforsk.no: Byggforsk Retrieved from https://www.byggforsk.no/dokument/3009/massive_treelementer_typer_og_bruksomraade
- SINTEF Byggforsk. (2004). 525.814 *Taksperrer av tre*. Retrieved from https://www.byggforsk.no/dokument/398/taksperrer_av_tre
- SINTEF Byggforsk. (2010). 520.308 *Yttervegger og tak i trehus med 30 minutters brannmotstand*. www.byggforsk.no: SINTEF byggforsk Retrieved from https://www.byggforsk.no/dokument/313/yttervegger_og_tak_i_trehus_med_30_minutters_brannmotstand
- SINTEF Byggforsk. (2014). 523.251 *Bindingsverk av tre i småhus. Dimensjonering og utførelse*. Retrieved from https://www.byggforsk.no/dokument/358/bindingsverk_av_tre_i_smaahus_dimensjonering_og_utfoerelse
- SINTEF Byggforsk. (2015). 522.514 *Lydisolerende, tunge etasjeskillere. Konstruksjonseksempler*. Retrieved from https://www.byggforsk.no/dokument/2566/lydisolerende_tunge_etasjeskillere_konstruksjonseksempler
- SINTEF Byggforsk. (2019a). 471.031 *Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler*. Tilgjengelig fra: <https://www.byggforsk.no/dokument/215> ... Retrieved from

- https://www.byggforsk.no/dokument/215/egenlaster_for_bygningsmaterialer_byggevarer_og_bygningsdeler
- SINTEF Byggforsk. (2019b). *471.421 U-verdier. Vegger over terreng - massivtre*. Tilgjengelig fra: [https://www.byggforsk.no/dokument/215 ...](https://www.byggforsk.no/dokument/215...) Retrieved from https://www.byggforsk.no/dokument/4100/u-verdier_vegger_over_terreng_massivtre
- SINTEF Byggforsk. (2019c). *520.310 Brannspredning via fasader*. byggforsk.no Retrieved from https://www.byggforsk.no/dokument/3256/brannspredning_via_fasader
- SINTEF Byggforsk. (2021). *520.322 Brannmotstand for vegger av tre, mur og betong*. Retrieved from https://www.byggforsk.no/dokument/1539/brannmotstand_for_vegger_av_tre_mur_og_betong
- Standard Norge. (2008a). *NS-EN 1990: 2002+ NA: 2008: Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner (1990)*. Retrieved from <https://standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=324904>
- Standard Norge. (2008b). *NS-EN 1991-1-3:2003+A1:2015+NA:2018 Laster på konstruksjoner - Allmenne laster-Snølaster (1991)*. Retrieved from <https://standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1004200>
- Standard Norge. (2009). *NS-EN 1991-1-4: 2005+ NA: 2009: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-4: Allmenne laster, Vindlaster (1991)*. Retrieved from <https://standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=689404>
- Standard Norge. (2010). *NS-EN 1995-1-1: 2004+ A1: 2008+ NA: 2010 Prosjektering av trekonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger (1995)*. Retrieved from <https://standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=436137>
- Standard Norge. (2012). *NS 8175: 2012 Lydforhold i bygninger-Lydklasser for ulike bygningstyper (8175)*. Retrieved from <https://standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1045700>
- Standard Norge. (2018). *NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018*. Retrieved from <https://standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=997269>
- Statistisk sentralbyrå. (2020, 18. juni 2020). Brann- og ulykkesvern. Retrieved from https://www.ssb.no/bygg-bolig-og-eiendom/statistikker/brann_kostr
- Stora Enso. CLT Technical brochure. In. storaenso.com: Stora Enso.