

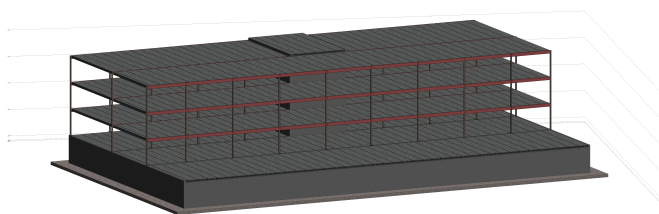
Einar Garcia De Presno  
Mathias Tjelle  
Alexander Skallerud

# Dimensjonering og sammenligning av bæresystem for studentleilighetsblokk

Mai 2020

**NTNU**

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.  
Fakultet for ingeniørvitenskap  
Institutt for design



**Bacheloroppgave**

**2020**





Einar Garcia De Presno  
Mathias Tjelle  
Alexander Skallerud

# **Dimensjonering og sammenligning av bæresystem for studentleilighetsblokk**

Bacheloroppgave  
Mai 2020

**NTNU**

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.  
Fakultet for ingeniørvitenskap  
Institutt for design



Kunnskap for en bedre verden





|  |                    |                 |   |
|--|--------------------|-----------------|---|
| Oppgavens tittel:  | Dato: 20. mai 2020 |                 |   |
| Dimensjonering og sammenligning av bæresystem for studentleilighetsblokk | Antall sider:45    |                 |   |
|  | Masteroppgave:     | Bacheloroppgave | X |
| Navn:<br>Mathias Tjelle, Einar Garcia de Presno, Alexander Skallerud     |                    |                 |   |
| Veileder:<br>Marthin Landgraff   |                    |                 |   |
| Eventuelle eksterne faglige kontakter/ veiledere:<br>Runar Slålien       |                    |                 |   |

**Sammendrag:**

Denne oppgaven handler om konstruksjonsteknikk der vi ønsker å finne det mest optimale bæresystemet for et fleretasjes studentleilighetsbygg som planlegges å bli bygd på Leira i Valdres. Byggherren ønsker fleksibilitet i planløsningen blant annet åpen løsning med skillevegg mellom to og to av leilighetene for å ha mulighet til å få en større leilighet. Dette er for utleie for eksempelvis familier i perioder/ferier der studentene ikke oppholder seg in leilighetene. For å finne det mest optimale bæresystemet vil vi i denne oppgaven dimensjonere to forskjellige bæresystem for å sammenligne dem etter flere kriterier. Det ene vil bestå av stål- og betongelementer og det andre vil bestå av limtre- og massivtreelementer. Denne dimensjoneringen blir selve hoveddelen av oppgaven og til slutt vil vi diskutere, konkludere og fastslå hvilken løsning som er den beste med fokus på store spennvidder.

**Stikkord:**

|                |
|----------------|
| Konstruksjon   |
| Dimensjonering |
| Bæresystem     |

Mathias Tjelle    Einar G. de Presno    Alexander Skallerud

\_\_\_\_\_ (sign.)



# Abstract (engelsk)

This thesis is about construction where we are hoping to find the most effective load carrying system for a building with apartments for students which is planned to be built in Leira, Valdres. The developer wants flexibility with an open solution between some of the apartments. This is for the possibility to have bigger apartments for rental for families in periods when the students are out of town. In order to find the most effective load carrying system, we will dimension 2 different load carrying systems and compare them with several criterias. The first load carrying system will consist steel and concrete construction elements, and the second load carrying system will consist glue laminated timber and cross laminated timber. The dimension acts will be the main contents in this thesis. In the end we will discuss and conclude which option is the best load carrying system considering large spans.

# Forord

Denne oppgaven ble skrevet som avsluttende bacheloroppgave i studieprogrammet Bachelor i ingeniørfag – bygg, studieretning konstruksjon, ved NTNU i Gjøvik våren 2020.

Inspirasjon for denne oppgaven var for alle tre interessen for konstruksjonsteknikk i praksis som har oppstått i løpet av studiet. Oppgavens omfang går ut på dimensjonering av bæresystem i et studentleilighetsbygg.

Det meste av dimensjoneringsprosedyrer er gjort i henhold til Norsk Standard og selv om mye av innholdet i oppgaven er forklart, forutsettes det at leseren har grunnleggende kunnskap om temaet.

Vi vil gjerne takke veileder Marthin Landgraff ved institutt for vareproduksjon og byggt Teknikk, for gode tips, tilbakemeldinger og veiledning gjennom arbeidet med oppgaven. Vi vil også takke Runar Slålien fra Strandfjorden Park AS for oppgavens bakgrunn og idé.

Til slutt vil vi takke medstudenter og andre som har oppmuntret oss gjennom perioden med dette arbeidet.

Tusen takk!

# Innholdsfortegnelse

|                                  |           |
|----------------------------------|-----------|
| Abstract (engelsk) .....         | iii       |
| Forord .....                     | iv        |
| Innholdsfortegnelse .....        | v         |
| Figurliste .....                 | vii       |
| Symbolliste .....                | ix        |
| <b>1 Introduksjon .....</b>      | <b>1</b>  |
| 1.1 Tema .....                   | 1         |
| 1.2 Bakgrunn .....               | 1         |
| 1.3 Problemstilling .....        | 2         |
| <b>2 Teori.....</b>              | <b>4</b>  |
| 2.1 Teori betong og stål .....   | 4         |
| 2.1.1 Betong .....               | 4         |
| 2.1.2 Stål.....                  | 5         |
| 2.2 Teori tre.....               | 5         |
| 2.2.1 Tre .....                  | 5         |
| 2.2.2 Limtre .....               | 6         |
| 2.2.3 Massivtre .....            | 6         |
| 2.3 Brannsikkerhet.....          | 7         |
| 2.3.1 Risikoklasse .....         | 7         |
| 2.3.2 Brannklasse .....          | 7         |
| 2.3.3 Brannmotstand .....        | 7         |
| 2.4 Programvare.....             | 8         |
| 2.4.1 Autodesk Revit .....       | 8         |
| 2.4.2 Ove Sletten prog.....      | 9         |
| 2.5 Kildebruk og feilkilder..... | 9         |
| <b>3 Metode .....</b>            | <b>10</b> |
| 3.1 Fremgangsmåte.....           | 10        |
| 3.2 Prosedyrer .....             | 12        |
| 3.3 Lastberegning.....           | 13        |
| 3.3.1 Pålitelighetsklasser ..... | 13        |
| 3.3.2 Grensetilstander.....      | 13        |
| 3.3.3 Vindlast.....              | 15        |
| 3.3.4 Snølast .....              | 16        |

|          |  |           |
|----------|--|-----------|
| 3.3.5    | Egenlaster .....                                       | 16        |
| 3.3.6    | Nyttelaster .....                                      | 16        |
| 3.3.7    | Skjevlaster .....                                      | 17        |
| 3.4      | <i>Parkeringskjeller betongdimensjonering</i> .....    | 17        |
| 3.4.1    | Søyler .....   | 17        |
| 3.4.2    | Bjelker .....  | 18        |
| 3.4.3    | Branndimensjonering .....                              | 18        |
| 3.4.4    | Dekke (gulv på grunn) .....                            | 19        |
| 3.4.5    | Vegger (Støttemur inkludert stripefundament) .....     | 19        |
| 3.4.6    | Punktfundament .....                                   | 20        |
| 3.4.7    | Konsoller .....  | 20        |
| 3.4.8    | Betongsjakt .....                                      | 20        |
| 3.5      | <i>Del 1: Hulldekker og stål dimensjonering</i> .....  | 22        |
| 3.5.1    | Søyler .....   | 22        |
| 3.5.2    | Bjelker .....  | 22        |
| 3.5.3    | Hulldekker .....                                       | 24        |
| 3.5.4    | Branndimensjonering .....                              | 24        |
| 3.5.5    | Forbindelser .....                                     | 24        |
| 3.6      | <i>Del 2: Limtre og massivtre dimensjonering</i> ..... | 25        |
| 3.6.1    | Søyler .....   | 25        |
| 3.6.2    | Bjelker .....  | 26        |
| 3.6.3    | Etasjeskillere i massivtre .....                       | 28        |
| 3.6.4    | Branndimensjonering .....                              | 28        |
| 3.6.5    | Forbindelser .....                                     | 28        |
| 3.7      | <i>Avstivningssystem</i> .....                         | 29        |
| <b>4</b> | <b>Resultat</b> .....                                  | <b>31</b> |
| 4.1      | <i>Lastanalyse</i> .....                               | 31        |
| 4.1.1    | Vindlast .....   | 31        |
| 4.1.2    | Snølast .....  | 31        |
| 4.1.3    | Egenlaster .....                                       | 31        |
| 4.1.4    | Nyttelaster .....                                      | 31        |
| 4.1.5    | Skjevlaster .....                                      | 32        |
| 4.2      | <i>Parkeringskjeller betongdimensjonering</i> .....    | 32        |
| 4.2.1    | Søyler .....   | 32        |
| 4.2.2    | Bjelker .....  | 32        |
| 4.2.3    | Branndimensjonering .....                              | 32        |
| 4.2.4    | Dekke (gulv mot grunn) .....                           | 32        |
| 4.2.5    | Vegger (Støttemur inkludert stripefundament) .....     | 33        |
| 4.2.6    | Punktfundament .....                                   | 33        |
| 4.2.7    | Konsoller .....  | 34        |
| 4.2.8    | Betongsjaktfundament .....                             | 34        |
| 4.3      | <i>Del 1: Hulldekker og stål dimensjonering</i> .....  | 34        |
| 4.3.1    | Søyler .....   | 35        |
| 4.3.2    | Bjelker .....  | 35        |
| 4.3.3    | Hulldekker .....                                       | 35        |

|          |  |           |
|----------|--|-----------|
| 4.3.4    | Branndimensjonering .....                              | 35        |
| 4.3.5    | Forbindelser .....                                     | 35        |
| 4.4      | <i>Del 2: Limtre og massivtre dimensjonering</i> ..... | 36        |
| 4.4.1    | Søylar .....   | 36        |
| 4.4.2    | Bjelker .....  | 36        |
| 4.4.3    | Etasjeskillere/Takelement i massivtre .....            | 37        |
| 4.4.4    | Branndimensjonering .....                              | 37        |
| 4.4.5    | Forbindelser .....                                     | 37        |
| 4.5      | Avstivningssystem .....                                | 37        |
| <b>5</b> | <b>Diskusjon</b> .....                                 | <b>38</b> |
| 5.1      | <i>Lastberegning</i> .....                             | 38        |
| 5.2      | <i>Parkeringskjeller betongdimensjonering</i> .....    | 38        |
| 5.3      | <i>Hulldekker og stål dimensjonering</i> .....         | 39        |
| 5.4      | <i>Limtre og massivtre dimensjonering</i> .....        | 39        |
| 5.5      | <i>Avstivning</i> .....                                | 40        |
| <b>6</b> | <b>Konklusjon</b> .....                                | <b>41</b> |
|          | <b>Litteraturliste</b> .....                           | <b>42</b> |
|          | <b>Vedlegg</b> .....                                   | <b>45</b> |

## Figurliste

Figur 1: Kjellerplan Revit

Figur 2: Vindkasthastighetstrykk fra regneark

Figur 3: Støttemur resultat OS-Prog

Figur 4: Model 1 Revit

Figur 5: Model 2 Revit



# Symbolliste

## *Store latinske bokstaver*

| <b>SYMBOL</b> | <b>BETYDNING</b>            | <b>(TABELL/PUNKT)</b> | <b>(KILDE)</b>                          |
|---------------|-----------------------------|-----------------------|---|
| A             | Areal                       |                       |   |
| $A_c$         | Betongtverrsnittets areal   |                       |   |
| $A_m/V$       | Profilmfaktor               |                       |   |
| $A_s$         | Hovedarmeringens areal      |                       |   |
| $A_{s,min}$   | Minimumsarmering            |                       |   |
| $A_v$         | Skjærareal                  |                       |   |
| $C_e$         | Eksponeringskoeffisient     | Tab. NA.5.1           | NS-EN 1991-1-3(Standard Norge, 2018a)   |
| $C_t$         | Termisk koeffisient         | Pt. 5.2               | NS-EN 1991-1-3(Standard Norge, 2018a)   |
| D             | Elastisk stivhet betonggulv | Pt. 4.2.2.1           | NB Publikasjon 15(Fredvik et al., 2018) |
| E             | Elastisitetmodul            |                       |   |
| F             | Kraft                       |                       |   |
| $F_{w,Rd}$    | Sveiskapasitet              |                       |   |

|                |                                    |       |  |
|----------------|------------------------------------|-------|--|
| $G_{0,g,mean}$ | Skjærmodul                         | Tab.4 | NS-EN<br>14080(Standard<br>Norge, 2016b) |
| $G_k$          | Karakteristisk egenlast            |       |  |
| $H_x$          | Horisontal last på vegg            |       |  |
| $I$            | Andre arealmoment                  |       |  |
| $M$            | Moment                             |       |  |
| $M_{Ed}$       | Dimensjonerende moment             |       |  |
| $M_{Rd}$       | Momentkapasitet                    |       |  |
| $N_{Ed}$       | Dimensjonerende aksiallast         |       |  |
| $N_{Rd}$       | Aksiallastkapasitet                |       |  |
| $P$            | Punktlast                          |       |  |
| $Q_k$          | Karakteristisk nyttelast           |       |  |
| $S$            | Strekraft                          |       |  |
| $V_c$          | Skjærkapasitet klakk               |       |  |
| $V_{Ed}$       | Dimensjonerende skjærkraft         |       |  |
| $V_{Rd}$       | Skjærkraftkapasitet                |       |  |
| $W_d$          | Dimensjonerende<br>motstandsmoment |       |  |
| $W_{pl,y}$     | Plastisk motstandsmoment           |       |  |



|       |                 |  |  |
|-------|-----------------|--|--|
| $W_y$ | Motstandsmoment |  |  |
|-------|-----------------|--|--|

*Små latinske bokstaver*

| <b>SYMBOL</b>      | <b>BETYDNING</b>   | <b>(TABELL/PUNKT)</b> | <b>(KILDE)</b>                        |
|--------------------|--------------------|-----------------------|---------------------------------------|
| a                  | Momentarm          |                       |                                       |
| a                  | Rotmål sveis       |                       |                                       |
| a                  | Formfeilfaktor     | Pt. 4.2.3.3(5)        | NS-EN 1993-1-2(Standard Norge, 2009b) |
| c/c                | Senteravstand      |                       |                                       |
| c/c <sub>nom</sub> | Overdekning        |                       |                                       |
| c <sub>alt</sub>   | Nivåfaktor         | Pt. NA.4.2(2)P        | NS-EN 1991-1-4(Standard Norge, 2009a) |
| c <sub>dir</sub>   | Retningsfaktor     | Pt. NA.4.2(2)P        | NS-EN 1991-1-4(Standard Norge, 2009a) |
| c <sub>prob</sub>  | Returperiodefaktor | Pt. NA.4.2(2)P        | NS-EN 1991-1-4(Standard Norge, 2009a) |
| c <sub>pe</sub>    | Formfaktor         | Pt. NA.7.2.2          | NS-EN 1991-1-4(Standard Norge, 2009a) |

|               |                                    |                |                                       |
|---------------|------------------------------------|----------------|---------------------------------------|
| $c_{season}$  | Årstidfaktor                       | Pt. NA.4.2(2)P | NS-EN 1991-1-4(Standard Norge, 2009a) |
| $d$           | Effektiv høyde av betongtverrsnitt |                |                                       |
| $d$           | Forbinderens diameter              | Pt. 8.2.3(3)   | NS-EN 1995-1-1(Standard Norge, 2010b) |
| $d_0$         | Dybdekonstant                      |                |                                       |
| $d_{char,n}$  | Nominell forkullingsdybde          | Pt. 3.4.2(2)   | NS-EN 1995-1-2(Standard Norge, 2010c) |
| $d_{ef}$      | Effektiv forkullingsdybde          | Pt. 4.2.2      | NS-EN 1995-1-2(Standard Norge, 2010c) |
| $d_p$         | Tykkelse på isolasjonsmateriale    | Pt. 4.2.2      | NS-EN 1995-1-2(Standard Norge, 2010c) |
| $e$           | Eksentrisitet                      | Pt. 5.2(7)     | NS-EN 1992-1-1(Standard Norge, 2018b) |
| $f_{c,0,fi}$  | Trykkfasthet brann                 | Pt. 2.3        | NS-EN 1995-1-2(Standard Norge, 2010c) |
| $f_{c,0,g,k}$ | Trykkfasthet i fiberretningen      | Tab. 4         | NS-EN 14080(Standard Norge, 2016b)    |

|               |   |             |  |
|---------------|---|-------------|--|
| $f_{c,0,g,d}$ | Dimensjonerende trykkfasthet I fiberretningen | Pt. 6.1.4   | NS-EN 1995-1-1 (Standard Norge, 2010b) |
| $f_{cd}$      | Dimensjonerende betongspenning                | Pt. 3.1.6   | NS-EN 1992-1-1 (Standard Norge, 2018b) |
| $f_{ck}$      | Karakteristisk sylindertykkfasthet            | Tab. 3.1    | NS-EN 1992-1-1 (Standard Norge, 2018b) |
| $f_{ctm}$     | Middelverdi av betongens aksialtrekkfasthet   | Tab. 3.1    | NS-EN 1992-1-1 (Standard Norge, 2018b) |
| $f_d$         | Dimensjonerende materialfasthet               |             |  |
| $f_{h,d}$     | Dimensjonerende hullkantfasthet               |             |  |
| $f_{h,k}$     | Hullkantfasthet                               | Pt. 8.5.1.2 | NS-EN 1995-1-1 (Standard Norge, 2010b) |
| $f_{m,g,d}$   | Dimensjonerende bøyefasthet                   | Pt. 6.1.6   | NS-EN 1995-1-1 (Standard Norge, 2010b) |
| $f_{m,g,k}$   | Bøyefasthet                                   | Tab. 4      | NS-EN 14080 (Standard Norge, 2016b)    |

|             |   |             |   |
|-------------|---|-------------|---|
| $f_u$       | Nominell strekkfasthet                  | Tab. 3.1    | NS-EN 1993-1-1(Standard Norge, 2015)    |
| $f_{uk}$    | Strekkfasthet dybler                    |             |   |
| $f_{v,g,d}$ | Dimensjonerende skjærfasthet            | Pt. 6.1.7   | NS-EN 1995-1-1(Standard Norge, 2010b)   |
| $f_{v,g,k}$ | Skjærfasthet                            | Tab. 4      | NS-EN 14080(Standard Norge, 2016b)      |
| $f_{vw,d}$  | Dimensjonerende skjærfasthet sveis      | Pt. 4.5.3.3 | NS-EN 1993-1-8(Standard Norge, 2009c)   |
| $f_y$       | Flytegrense stål                        | Tab. 3.1    | NS-EN 1993-1-1(Standard Norge, 2015)    |
| $f_{yd}$    | Dimensjonerende trykkfasthet stål       | Pt. 9.5.2   | NS-EN 1992-1-1(Standard Norge, 2018b)   |
| $f_{yk}$    | Armeringens karakteristiske flytegrense |             |   |
| $k$         | Grunnens stivhet                        | Tab. 4-3    | NB Publikasjon 15(Fredvik et al., 2018) |
| $k_0$       | Tidskoeffisient                         | Tab. 4.1    | NS-EN 1995-1-2(Standard Norge, 2010c)   |

|                |   |                 |                                       |
|----------------|---|-----------------|---------------------------------------|
| $k_{90}$       | Faktor for hullkantrykk                                   | Pt. 8.5.1.1(2)  | NS-EN 1995-1-1(Standard Norge, 2010b) |
| $k_{c,z}$      | Knekkfaktor   | Pt. 6.3.2       | NS-EN 1995-1-1(Standard Norge, 2010b) |
| $k_{crit}$     | Spenningsreducerende faktor vipping                       |                 |                                       |
| $k_{def}$      | Deformasjonsfaktor  | Tab. 3.2        | NS-EN 1995-1-1(Standard Norge, 2010b) |
| $k_{E,\theta}$ | Reduksjonsfaktor for helningen av lineært elastisk område | Tab. 3.1        | NS-EN 1993-1-2(Standard Norge, 2009b) |
| $k_{fi}$       | Pålitelighetsklasse-faktor                                | Tab. NA.A1(901) | NS-EN 1990(Standard Norge, 2016a)     |
| $k_{fi}$       | Fasthetsfaktor  | Pt. 4.2.2(5)    | NS-EN 1995-1-2(Standard Norge, 2010c) |
| $k_{mod}$      | Fasthetsfaktor  | Tab. 3.1        | NS-EN 1995-1-1(Standard Norge, 2010b) |
| $k_r$          | Konstant vind   | Tab. NA.4.1     | NS-EN 1991-1-4(Standard Norge, 2009a) |

|                |  |                |                                       |
|----------------|--|----------------|---------------------------------------|
| $k_{sys}$      | Systemfasthetsfaktor                       | Pt. 6.6        | NS-EN 1995-1-1(Standard Norge, 2010b) |
| $k_w$          | Vindkonstant                               |                |                                       |
| $k_{y,\theta}$ | Reduksjonsfaktor for effektiv flytegrense  | Tab. 3.1       | NS-EN 1993-1-2(Standard Norge, 2009b) |
| $k_z$          | Instabilitetsfaktor                        | Pt. 6.3.2      | NS-EN 1995-1-1(Standard Norge, 2010b) |
| $l$            | Lengde                                     |                |                                       |
| $l_{eff}$      | Effektiv lengde                            |                |                                       |
| $m$            | Parameter til momentdimensjonering         |                |                                       |
| $m$            | Antall konstruksjonsdeler                  |                |                                       |
| $m$            | Parameter for interaksjonsdiagram          |                |                                       |
| $n$            | Relativ aksialkraft (kan også bety antall) | Pt. 5.8.3.1    | NS-EN 1992-1-1(Standard Norge, 2018b) |
| $n_{eff}$      | Effektivt antall dybler                    | Pt. 8.5.1.1(4) | NS-EN 1995-1-1(Standard Norge, 2010b) |
| $q_d$          | Dimensjonerende jevnt fordelt last         |                |                                       |

|                  |  |                  |                                       |
|------------------|--|------------------|---------------------------------------|
| $q^{\text{def}}$ | Jevnt fordelt deformasjonslast                   |                  |                                       |
| $q_p(z)$         | Vindkasthastighetstrykk                          | Pt. NA.4.5       | NS-EN 1991-1-4(Standard Norge, 2009a) |
| $r$              | Radius   |                  |                                       |
| $1/r$            | Krummning  | Pt. 5.8.8.3      | NS-EN 1992-1-1(Standard Norge, 2018b) |
| $s$              | Karakteristisk snølast på tak                    | Pt. 5.2          |                                       |
| $s_{cl,t,max}$   | Bøyleavstand                                     | Pt. 9.5.3(3)     | NS-EN 1992-1-1(Standard Norge, 2018b) |
| $s_k$            | Karakteristisk snølast på mark                   | Pt. NA.4.1       | NS-EN 1991-1-3(Standard Norge, 2018a) |
| $s_{k,0}$        | Karakteristisk grunnverdi av snølast for kommune | Tab. NA.4.1(901) | NS-EN 1991-1-3(Standard Norge, 2018a) |
| $t$              | Tykkelse   |                  |                                       |
| $t$              | Tid  |                  |                                       |
| $u_{\text{tot}}$ | Nedbøyning                                       |                  |                                       |
| $v_b$            | Basisvindhastighet                               | Pt. NA.4.1       | NS-EN 1991-1-4(Standard Norge, 2009a) |

|           |                                    |                  |                                       |
|-----------|------------------------------------|------------------|---------------------------------------|
| $v_{b,0}$ | Referansevindhastighet for kommune | Tab. NA.4(901.1) | NS-EN 1991-1-4(Standard Norge, 2009a) |
| w         | Parameter for interaksjonsdiagram  |                  |                                       |
| $z_0$     | Konstant vind                      | Tab. NA.4.1      | NS-EN 1991-1-4(Standard Norge, 2009a) |

### *Greske bokstaver*

| <b>SYMBOL</b> | <b>BETYDNING</b>                               | <b>(TABELL/PUNKT)</b> | <b>(KILDE)</b>                        |
|---------------|--|-----------------------|---------------------------------------|
| $\alpha_h$    | Reduksjonsfaktor for høyde                     | Pt. 5.2(5)            | NS-EN 1992-1-1(Standard Norge, 2018b) |
| $\alpha_m$    | Reduksjonsfaktor for antall konstruksjonsdeler | Pt. 5.2(5)            | NS-EN 1992-1-1(Standard Norge, 2018b) |
| $\beta$       | Forholdstall                                   |                       |                                       |
| $\beta_a$     | Knekklendefaktor                               |                       |                                       |
| $\beta_n$     | Forkullingsfaktor                              | Pt. 3.4.2             | NS-EN 1995-1-2(Standard Norge, 2010c) |
| $\beta_w$     | Korrelasjonsfaktor                             | Tab. 4.1              | NS-EN 1993-1-8(Standard Norge, 2009c) |



|                   |                            |             |                                       |
|-------------------|----------------------------|-------------|---------------------------------------|
| $\delta$          | Nedbøyning                 |             |                                       |
| $\varepsilon$     | Tøyning                    |             |                                       |
| $\gamma$          | Jordtrykk                  |             |                                       |
| $\gamma_M$        | Materialfaktor             |             |                                       |
| $\theta_0$        | Basisverdi for avvik       | Pt. 5.2(5)  | NS-EN 1992-1-1(Standard Norge, 2018b) |
| $\theta_\alpha$   | Opptredende ståltemperatur | Tab. 3.1    | NS-EN 1993-1-2(Standard Norge, 2009b) |
| $\theta_i$        | Geometrisk avvik           | Pt. 5.2(5)  | NS-EN 1992-1-1(Standard Norge, 2018b) |
| $\lambda$         | Slankhet                   |             |                                       |
| $\lambda_p$       | Varmeledningsevne          |             |                                       |
| $\lambda_n$       | Normalisert slankhet       | Pt. 5.8.3.1 | NS-EN 1992-1-1(Standard Norge, 2018b) |
| $\lambda_{n,lim}$ | Slanketskriterie           | Pt. 5.8.3.1 | NS-EN 1992-1-1(Standard Norge, 2018b) |
| $\lambda_{rel,m}$ | Relativ slankhet           | Pt. 6.3.3   | NS-EN 1995-1-1(Standard Norge, 2010b) |

|                   |   |             |                                       |
|-------------------|---|-------------|---------------------------------------|
| $\lambda_0$       | Redusert slankhet                               | Pt. 4.2.3.2 | NS-EN 1993-1-2(Standard Norge, 2009b) |
| $\mu$             | Friksjonskoeffisient                            | Tab. 5.1    | NS-EN 1992-1-1(Standard Norge, 2018b) |
| $\mu_{fi}$        | Forholdstall trykkapasitet-utnyttelse for brann | Tab. 5.2a   | NS-EN 1992-1-2(Standard Norge, 2010a) |
| $\mu_i$           | Formfaktor for tak                              | Tab. 5.2    | NS-EN 1991-1-3(Standard Norge, 2018a) |
| $\rho$            | Densitet  | Tab. 4      | NS-EN 14080(Standard Norge, 2016b)    |
| $\sigma$          | Spenning  |             |                                       |
| $\sigma_{m,crit}$ | Kritisk bøyespenning                            | Pt. 6.3.3   | NS-EN 1995-1-1(Standard Norge, 2010b) |
| $\varphi_{eff}$   | Kryptall  | Pt. 5.8.4   | NS-EN 1992-1-1(Standard Norge, 2018b) |
| $\varphi_0$       | Parameter for søyleknekking, brann              | Pt. 4.2.3.2 | NS-EN 1993-1-2(Standard Norge, 2009b) |
| $\chi$            | Faktor for søyleknekking                        |             |                                       |

|             |                                |              |                                       |
|-------------|--------------------------------|--------------|---------------------------------------|
| $\chi_{fi}$ | Faktor for søyleknekking brann | Pt. 4.2.3.2  | NS-EN1993-1-2(Standard Norge, 2009b)  |
| $\omega$    | Mekanisk armeringsforhold      | Pt. 5.8.3.1  | NS-EN 1992-1-1(Standard Norge, 2018b) |
| $\phi$      | Armeringsdiameter              |              |                                       |
| $\psi$      | Nyttelastfaktor                | Tab. NA.A1.1 | NS-EN 1990(Standard Norge, 2016a)     |



# 1 Introduksjon

## 1.1 Tema

Denne oppgaven har konstruksjon som hovedtema. I gruppen vår valgte vi alle konstruksjon som studieretning etter 1. semester. Konstruksjonsfag som konstruksjonsteknikk, tre- og stålkonstruksjoner og betongkonstruksjoner har vært fag som vi alle på gruppa har hatt stor interesse for og vi har trivdes veldig godt med å arbeide med disse fagene. Mye på grunn av at oppgavene i faget har vært praktiske, realistiske og gitt oss et innblikk i hvordan ingeniører arbeider. Denne felles interessen og at vi tidligere har jobbet mye sammen med diverse arbeidskrav, prosjekter og eksamensforberedelser gjennom studiet, gjorde at dannelsen av gruppen var enkel og passet bra for alle. Alle var enige om at vi ville jobbe med en bacheloroppgave som var realistisk rettet med konstruksjon som hovedtema, slik at vi kunne jobbe med noe som interesserte oss og motiverte oss.

## 1.2 Bakgrunn

Vi hadde allerede gjort oss noen tanker på hva slags type oppgave vi ville ha, og da vi fikk vite at denne oppgaven var tilgjengelig ble vi fort interesserte. Informasjonen vi fikk var at det skulle bygges studentboliger på Leira i Valdres etterfulgt av spørsmålet om hvordan disse skulle utformes. Vi fikk vite at dette var en nokså åpen oppgave der vi kunne velge selv hva vi ville fokusere på enten om det var konstruksjon, bygningsfysikk eller noe annet. Gruppen ble raskt enige om at oppgaven vår skulle handle om konstruksjon ved å dimensjonere bæresystem. Mandag 20. januar 2020 reiste gruppen på befarings til Leira for å møte byggherren og se tomten der det skulle bygges på. Vi fikk vite at bakgrunnen for utbyggingen var at det planlegges å åpne en ny studieavdeling på Leira i forhold til næringsliv. Dermed ville det eventuelt bli etterspørsel av studentboliger i området. Vi fikk også tilsendt en reguleringsplan for området der det var planlagt å bygge på, som var inne til høring i kommunen. Reguleringsplanen inneholdt ulike tiltak i forhold til blokkbebyggelse som vi har valgt å ta hensyn til under dimensjoneringen. De tiltakene vi har tatt hensyn til er:

- *«Det skal etableres boliger i blokker i opptil fire etasjer, dvs. lavblokker, opptil 14 meter gesims-og mønehøyde over ferdig planert terreng.»*
- *«Bebygd areal, %BYA, er tenkt ca. 70-80%.»*
- *«Takformer: Lavblokker er i hovedsak tenkt med flatt tak. Saltak og pulttak vil bli vurdert.»*
- *«Minimum 20% av boligene skal være maksimum 60 m<sup>2</sup> bruksareal, BRA.»*
- *«Boliger inntil 60 m<sup>2</sup> BRA skal ha 1,0 biloppstillingsplass per boenhet. Øvrige boenheter skal ha minimum 1,5 biloppstillingsplass. Parkering for biler skal i all hovedsak løses i kjeller/underetasje.»*

Vi fikk beskjed av byggherren at det ikke var nødvendig å følge tiltakene så nøye i oppgaven, men vi valgte likevel å ta hensyn til de nevnte tiltakene. Byggherren ønsket seg altså en studentleilighetsblokk med parkeringskjeller av betong og tre etasjer med leiligheter over. Noe byggherren var opptatt av var at det skulle være god utnyttelse av areal og ønsket seg en åpen løsning mellom leiligheter med en skillevegg eller noe lignende. Dette var for å ha mulighet til å åpne opp mellom to mindre leiligheter for å slå sammen til en større leilighet. Formålet med dette var muligheten til å leie ut familievennlige leiligheter i ferienesonger da det ikke oppholdt seg studenter i leilighetene. Dette ga oss en liten utfordring i oppgaven i forhold til store spennvidder og planløsning, men ettersom vi allerede hadde nokså stor frihet i forhold til oppgaven og utforming var det helt greit å ha noe konkret å måtte forholde seg til.

### 1.3 Problemstilling

Problemstillingen i oppgaven har vi da valgt til å være følgende:

*Dimensjonering og sammenligning av to ulike bæresystemer, et bestående av betong- og stålelementer, og et bestående av limtre- og massivtreelementer. Hvilket bæresystem er det beste og mest effektive med fokus på store spennvidder?*

Dette er en kort beskrivelse av det som vi vil jobbe ut ifra i denne oppgaven. Målet med oppgaven er å kunne svare på denne problemstillingen i konklusjonsdelen.



# 2 Teori

## 2.1 Teori betong og stål

### 2.1.1 Betong

Betong blir fremstilt ved å blande sementlim med tilslag, for så å la denne blandingen herdes. Sementlimet består av vann og sement, og tilslag som blir brukt til vanlig er som regel sand, singel eller puk. Historisk sett så har betonglignende elementer blitt brukt siden oldtiden, men den betongen vi kjenner i dag ble utviklet på 1800-tallet.

Betong har veldig gode trykkeegenskaper, men strekkeegenskapene blir praktisk sett på som neglisjerbare. Strekkspenningene blir derfor tatt opp av stålstenger, kalt armering, som legges inn i betongen. Armeringen skal være helt omsluttet av betongen, dette gjør at stålet blir beskyttet mot korrosjon. Det finnes også spennbetong, som ofte blir brukt ved betongelementer. Her blir armeringen oppspent i lengderetningen før støpning. Dette gir betongen trykkrefter som utligner strekkreftene, noe som gjør at du kan redusere dimensjonene på betongen og armeringsmengde.

#### *Hulldekker*

Hulldekker blir ofte brukt både som etasjeskiller og tak i boligbygg. Med hulldekker får man store spennvidder med liten byggehøyde. Dekkene blir produsert med en modulbredde på 1200mm, med varierende høyde. Det er mulig da å male eller sparkle rett på dekket slik at du får redusert behov for himling. Kanalene i dekket kan brukes for å legge inn diverse installasjoner, eventuelt ventilasjon.

Fordelen med betong i et brannforløp er at betongoverflaten ikke er brennbar og vil dermed være med på å redusere spredningen av brannen. Men utfordringen med betongelementer i et brannforløp er at armeringen av stål mister sin bæreevne betraktelig dersom temperaturen blir høy. Vi kan anta at temperaturen synker med 50 grader celsius for hver 5. millimeter innover i et betongtverrsnitt, så ved branndimensjonering av betongelementer vil man finne ut hvor



langt inn i tverrsnittet man må legge armeringen etter hva slags brannkrav som gjelder for det man bygger.

### **2.1.2 Stål**

Stål er en legering av jern og karbon, som ofte blir brukt i konstruksjoner på grunn av sine gode egenskaper mot strekk og har en moderat kostnad. Dette gjør at det blir brukt mye i byggebransjen, blant annet som armering i betong, stendere i bindingsverksvegger og diverse andre konstruktive og dekorative formål. Stål er veldig utsatt for korrosjon hvis det er i kontakt med vann og luft, derfor må det behandles med ulike legeringer. (BY-SA), 2018)

Stål har veldig høy styrke og nøyaktighet, noe som gjør at du kan ha store spenn med små dimensjoner. Dette gjør at egenvekten av konstruksjonen blir mindre. I likhet med betong kan elementene prefabrikeres, som vil si rask montasje og mindre byggetid. (Christensen and Almar-Næss, 2019)

Når stål utsettes for brann vil temperaturen i materialet stige fort og bæreevnen blir redusert betraktelig. Derfor må stålkonstruksjoner bli beskyttet mot brann ved hjelp av brannisolasjon eller brannmaling.

## **2.2 Teori tre**

### **2.2.1 Tre**

Treverk er et fornybart materiale som blir brukt til mye forskjellig i byggindustrien. Blant annet som konstruksjonselementer, veggkledning, gulv og mye mer. Spesielt husbygging i Norge er tre mye brukt. I Norge er i underkant av en fjerdedel av landarealet dekket av skog og vi regner med at årlig total tilvekst er på 20 millioner m<sup>3</sup> og at det årlig tas rundt 9 millioner m<sup>3</sup> som blir brukt til industrielle formål. Volumet av skog har hatt en jevnlig vekst det siste århundre, så tre er et optimalt valg av materiale med tanke på fornybare ressurser. Tre er også veldig lett å gjenbruke, som for eksempel til produksjon av sponplater.

Tre er i tørr tilstand en dårlig varmeleder som gjør at de isolerende egenskapene er gode. De lydabsorberende egenskapene i tre er også relativt gode sammenlignet med andre materialer. Treverk er bygget opp lagvis av trefibre, der retningen (parallelt med, eller normalt/90 grader på) av de mekaniske påkjenningene har stor betydning for de ulike typene av fasthet. Strekkfastheten parallelt med fibrene er trevirkets største styrke. Trykkfastheten parallelt med fibrene er også relativt god og er ca. halvparten så stor av strekkfastheten. Til vanlig er det gran og furu som blir brukt mest til konstruksjonselementer.

Selv om vi bruker ved til å fyre i peisen kan man tenke seg at tre ikke er det beste materialet til å bruke med tanke på brannsikkerhet. Men faktisk er treverk et materiale som er lett og har kontroll på i et brannforløp. Når tre brenner danner det seg et lag med forkulling rundt treverket som er eksponert, og denne forkullingsdybden i millimeter kan vi regne ut utifra type treverk og antall minutter det brenner. Forkullingsdybden spiser opp noe av tverrsnittet, men det resterende tverrsnittet har fortsatt like god bæreevne som om det skulle vært et mindre tverrsnitt. Dermed kan vi regne ut forkullingsdybden og dimensjonere de bærende treelementene ut ifra hvilket krav som gjelder for bygget med tanke på brannkrav for en eventuell kollaps.

### **2.2.2 Limtre**

Limtre er presslimte trelameller som er sammensatt lagvis og brukes til større konstruksjonselementer som bjelker og søyler. I Norge brukes det oftest gran i limtrekonstruksjoner ettersom at dette er den tresorten som lar seg enklest lime. Standard lamellhøyde er vanligvis på 45 millimeter og starter som regel med 4 lameller. Men limtre kan utformes på mange forskjellige måter, så har man pengene så kan man få konstruksjonselementer i uendelig mange slags tenkelige former og dimensjoner spesiallaget fra fabrikk. Produksjon av limtre i Norge startet for fullt rundt år 1960.

### **2.2.3 Massivtre**

Massivtre er en sammensatt konstruksjonsdel av planker eller bjelker som sammenføres til forskjellige elementer ved eksempelvis liming, spikring, bruk av tredybler eller strekkstag. Massivtre har vært i stor utvikling de siste årene og elementene kan brukes som etasjeskillere,

skjærvegger og tak. Elementene kan plassbygges eller bestilles prefabrikkert. (Aarstad et al., 2011)

## **2.3 Brannsikkerhet**

### **2.3.1 Risikoklasse**

Risikoklasse for bygninger er basert på hvilke bruksområder bygget blir brukt til med tanke på en eventuell brannsituasjon, og hvor stor risiko det er for skade på liv og helse. De forskjellige risikoklassene er fra 1-6 og blir vurdert ut ifra om det er egnet for overnatting, om personene som oppholder seg i bygget kjenner til rømningsveier og om de klarer å bringe seg selv i sikkerhet. Eksempelvis tilhører et garasjebygg med lite personopphold risikoklasse 1, mens et sykehus med mange innlagte pasienter i alle slags tilstander, tilhører den høyeste risikoklassen 6.

### **2.3.2 Brannklasse**

Brannklassene er basert på hvor stor konsekvensen er ved en eventuell brannsituasjon. Ut ifra hvilken risikoklasse og antall etasjer bygget har, blir brannklassen til bygget bestemt. De forskjellige brannklassene er fra 1-4 der:

- 1 – Liten konsekvens ved brann
- 2 – Middels konsekvens ved brann
- 3 – Stor konsekvens ved brann
- 4 – Svært stor konsekvens ved brann

Brannklassen til bygget legger grunnlag for videre prosjektering og branndimensjonering. Byggets brannklasse blir bestemt av risikoklassen og antall etasjer.

### **2.3.3 Brannmotstand**

Det er vanlig å klassifisere de ulike bygningsdelene og konstruksjonene etter hvilke evner de har til å motstå brann. De fire kriteriene er:

- R – Bæreevne. Konstruksjonsdelens evne til å bære last.
- E – Integritet. Evnen til å motstå brann til å smitte igjennom.
- I – Isolasjon. Evnen til å motstå overføring av brann ved varmegjennomgang
- M – Mekanisk motstand. Evne til å motstå mekanisk påkjenning.

Bygningsdelene blir merket med bokstavkodene etter de evnene de oppfyller etterfulgt av et tall som tilsier antall minutter de gitte evnene skal holde i et brannforløp, som 15, 30, 60, 90, 120, 180 eller 240. En søyle kan for eksempel ha koden R 60 som sier at det er et bærende element som skal beholde sin bæreevne i et brannforløp i minimum 60 minutter. Det som bestemmer denne bæreevnen, er hvilken brannklasse bygget har og hvilken konstruksjonsdel dette gjelder. Om det er hoved bæresystemet, sekundær systemet, eller et trappeløp.

## **2.4 Programvare**

### **2.4.1 Autodesk Revit**

Autodesk Revit er en populær programvare for bygningsinformasjonsmodellering (BIM) som brukes for det meste av ingeniører, arkitekter og designere. Brukeren av programvaren kan designe bygg i 3D med mange ulike komponenter og innredninger for å gi en digital visualisering av prosjektet med informasjon som kan være nyttig og gjøre det enklere for de forskjellige entreprenørene. Det er veldig mye man kan gjøre i Revit med å modellere og designe, men hovedhensikten med å bruke Revit i denne oppgaven er for å gi et visuelt resultat av de to bæresystemene med å vise riktig planløsning og system for bjelker, søyler, vegger, etasjeskillere og forbindelser. Vi vil la være å fokusere på innredninger og det estetiske ved Revit-modelleringen fordi det ikke er relevant for problemstillingen i oppgaven.

## **2.4.2 Ove Sletten prog**

Ove Sletten prog eller OS-prog er et beregningsprogram for enkel lastberegning og beregning av forskjellige betongkonstruksjoner. Under lastberegning kan man enkelt beregne snø- og vindlaster. I tillegg er det mange forskjellige programmer spesifikt for betongkonstruksjoner, som V-SKIVE og BTSNITT. V-SKIVE er et program for beregning av betongvegger som avstivende skiver. BTSNITT er et program med mange forskjellige muligheter, her kan man beregne bjelker, søyler og dekker. Det er også et spesialprogram innen BTSNITT som gjør at man kan beregne søylefundament, konsoll og støttemur.

## **2.5 Kildebruk og feilkilder**

Når man skriver en bacheloroppgave er det viktig å bruke kilder på riktig måte. Det er viktig å være kritisk til de kildene man bruker ved å vurdere for eksempel når kilden ble skrevet/postet, hvem/hvor kilden kommer fra og om det eventuelt finnes andre kilder som motsier noe fra den opprinnelige kilden.

I denne oppgaven består hovedinnholdet for det meste av beregninger og dimensjonering etter prosedyrer fra Norsk Standard, så dette er kilder som regnes som svært pålitelige. Men det må tas til betraktning at det kan forekomme beregningsfeil fra håndberegninger og fra programvare ved feil bruk eller input av data. Det tas også til betraktning mulige feiltolkninger av teori og litteratur.

# 3 Metode

## 3.1 Fremgangsmåte

For å løse denne oppgaven vil det bli dimensjonert to forskjellige bæresystem for bygget. Et som består av stål- og betongelementer og et som består av limtre- og massivtreelementer. Felles for begge løsningene er at parkeringskjelleren skal være i betong, men selve leilighetsdelen (de 3 etasjene over parkeringskjelleren) blir da med to forskjellige bæresystemer. Dimensjoneringen av parkeringskjelleren og det vertikale avstivningssystemet med betongsjakt, vil da være lik for begge bæresystemene.

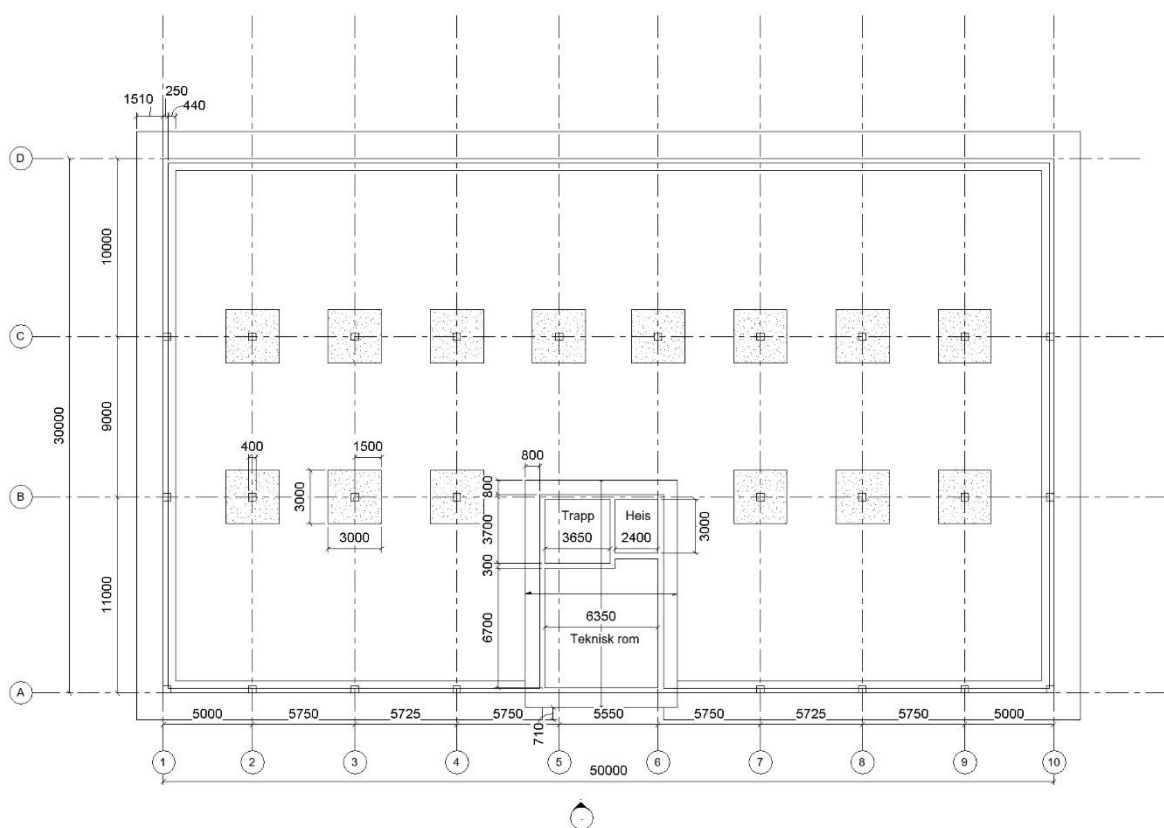


Figure 1 Kjellerplan Revit

I teoridelen vil de ulike materialene som skal brukes i oppgaven beskrives. Litt generell informasjon om materialet, hvordan materialet brukes og hva som er vanlig å bruke de til, litt

om fasthetsegenskapene og litt om hvordan materialet egner seg for brann. Dette er for å gi litt teoretisk grunnlag for å jobbe videre med å løse problemstillingen i oppgaven.

Når selve dimensjoneringen begynner, fastsettes areal og planløsning for bygget etter valgte tiltak fra reguleringsplanen. Utenom noen spesifikke tiltak som maks areal i forhold til tomt, P-plasser per leilighet, antall etasjer og maks høyde på bygget er det stått veldig fritt til å velge selv hvordan bygget skal utformes. I utgangspunktet vil det være identisk utforming for både stål/betong-løsningen og for tre-løsningen. Planløsningen vil gjøres så realistisk og praktisk som mulig med tanke på størrelser på leilighetene og plassering av søyler i forhold til spennvidder. Leilighetene deles i flere forskjellige størrelser for å ha flere boalternativ for de som flytter inn, med tanke på om de ønsker og bo alene eller i et kollektiv. Leilighetene er også delt i forskjellige størrelser i hensyn til de tiltakene i reguleringsplanen som sier noe om størrelsene på leilighetene. Den åpne løsningen som tidligere nevnt blir da mellom de minste leilighetene, slik at alle leilighetene i bygget kan bli store og familievennlige leiligheter som kan brukes til utleie under en ferienesong.

Når det er fastsatt areal og høyde på bygget kan det begynnes med utregningsprosedyrer for å beregne laster som vind og snø som angriper de ulike fasadene på bygget. Det beregnes også egenlaster til etasjene ved hjelp av karakteristiske verdier som finnes i ulike produktdatablad på nett slik at dimensjonering av søyler, bjelker og etasjeskillere kan begynne. Denne dimensjoneringen blir en stor del av oppgaven inkludert dimensjonering av blant annet forbindelser og fundamenter. Gjennom denne prosessen det modelleres bæresystem i Revit for å holde oversikt og som et visuelt resultat av prosjektet.

De to bæresystemene som er dimensjonert vil deretter bli diskutert og sammenlignet. Hvilke ulike fordeler har bæresystemene? Og hvilke utfordringer oppsto under dimensjoneringsprosessen? Det vil bli unngått å gå dypt inn på temaer som økonomi, arkitektur, geoteknikk, universell utforming, estetikk og dynamikk med tanke på at konstruksjonsteknikk er hovedtemaet i oppgaven. Selv om bærekraftige forhold ikke er hovedtemaet i oppgaven vil dette også kommenteres.

Til slutt vil det viktigste innholdet tas med fra diskusjonsdelen over i konklusjonsdelen hvor det vil konkluderes og begrunnes for hvilket av de to bæresystemene som er det mest optimale systemet for store spennvidder. Problemstillingen vil altså bli besvart i denne siste delen av oppgaven.

## 3.2 Prosedyrer

Når bæresystemet dimensjoneres med håndberegninger, gjøres dette etter kjente dimensjoneringsprosedyrer fra ulike konstruksjonsfag. Disse prosedyrene har sitt opphav fra Norsk Standard (NS) utgitt av Standard Norge som er de versjonene av Eurokodene som er spesielt tilpasset for bruk i Norge. Eurokodene er Europas felles dimensjoneringsregler for bærende konstruksjoner og har som formål om å være et felles sikkert alternativ å følge for aktører i bygg- og anleggsbransjen. Disse standardene er utarbeidet av høyt kvalifiserte fagfolk i komiteer og er frivillig å bruke i utgangspunktet, men de aller fleste i bransjen velger å følge standardene på grunn av praktiske grunner og fordi de er vanlige og kjente for de fleste entreprenører. I noen byggekontrakter kan det for eksempel være henvisninger til Norsk Standard og man må da pålegge seg å følge dette.

I denne oppgaven er beregninger og dimensjonering gjort ut ifra Norsk Standard som er basert på følgende Eurokoder:

- Eurokode 0: Grunnleggende dimensjoneringsregler (1990+NA) (Standard Norge, 2016a)
- Eurokode 1: Belastning på bærekonstruksjoner (1991-1-1+NA) (Standard Norge, 2019)
- (1991-1-3) (Standard Norge, 2018a)
- (1991-1-4) (Standard Norge, 2009a)
- Eurokode 2: Dimensjonering av betongkonstruksjoner (1992-1-1+NA)
- (1992-1-2)
- Eurokode 3: Dimensjonering av stålkonstruksjoner (1993-1-1+NA) (Standard Norge, 2015)
- (1993-1-2) (Standard Norge, 2009b)
- (1993-1-8) (Standard Norge, 2009c)
- Eurokode 5: Dimensjonering av trekonstruksjoner (1995-1-1+A1+NA) (Standard Norge, 2010b)
- (1995-1-2) (Standard Norge, 2010c)

Eurokodene er delt i flere deler som går mer spesifikt inn på hva man skal dimensjonere for, som for eksempel forbindelser, lastberegning eller branndimensjonering.



## 3.3 Lastberegning

### 3.3.1 Pålitelighetsklasser

Konstruksjoner og bygg blir delt inn i ulike pålitelighetsklasser avhengig av hvor store konsekvensene kan være ved underdimensjonering, og hvilket sikkerhetsnivå vi ønsker. Dette bestemmes ut ifra hva slags konstruksjon eller bygg som bygges og hva det skal brukes til. Pålitelighetsklasse deles inn i 1-4 og veiledning til valg av pålitelighetsklasse finnes i tabell NA.A1(901) i **NS-EN 1990**. (Standard Norge, 2016a) Ved pålitelighetsklasse 1 reduseres de variable nyttebelastene med å multiplisere de med 0,9 ( $k_{fi}$ ), men i denne oppgaven med dimensjonering av bæresystemet til et boligbygg, settes pålitelighetsklasse til 2, og det velges da å ikke redusere de variable lastene (multipliserer med 1,0).

### 3.3.2 Grensetilstander

Ved dimensjonering og forskjellige kontroller, beregnes som oftest først den dimensjonerende lasten ( $q_d, N_{Ed}$ ). Dette gjøres ut ifra ulike grensetilstander som består av forskjellige likninger til å regne ut den dimensjonerende lasten.

#### *Bruddgrensetilstanden*

Ved kontroll av bruddgrensetilstanden kontrolleres konstruksjonen for likevekt, brudd og store deformasjoner. Likningene som blir brukt:

6.10a:

$$1,35 \times G_{k,j} + 1,5 \times \Psi_{0,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i>1} 1,5 \times \Psi_{0,i} \times Q_{k,i}$$

6.10b:

$$1,20 \times G_{k,j} + 1,5 \times Q_{k,1} + \sum_{i>1} 1,5 \times \Psi_{0,i} \times Q_{k,i}$$

Om det brukes likning 6.10a eller 6.10b avhenger av hvilken likning som gir den største dimensjonerende lasten. Likning 6.10b blir oftest brukt fordi i de fleste tilfeller er nyttebelasten

større enn egenlasten. Men i noen tilfeller der egenlasten er veldig mye større enn nyttelasten, blir 6.10a den riktige likningen å bruke. (Standard Norge, 2016a)

### *Brukgrensetilstanden*

Brukgrensetilstanden brukes når det skal kontrolleres for funksjonsdyktighet og utseende for konstruksjonen. Dette kan være kontroll for nedbøyning av bjelker/dekker. Likningene som blir brukt:

6.14b: (Karakteristisk kombinasjon)

$$G_k + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \Psi_{0,i} \times Q_{k,i}$$

6.15b: (Ofte forekommende kombinasjon)

$$G_{k,j} + \Psi_{1,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i>1} \Psi_{2,i} \times Q_{k,i}$$

6.16b: (Kvasi-permanent kombinasjon)

$$G_{k,j} + \Psi_{2,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i>1} \Psi_{2,i} \times Q_{k,i}$$

Under punkt NA.A1.4.2 I NS-EN 1990 forklares i hvilke tilfeller de ulike likningene skal brukes. (Standard Norge, 2016a) Karakteristisk kombinasjon er for konstruksjoner der nedbøyning fører til skader. Ofte forekommende kombinasjon er for konstruksjoner der det på grunn av bruk eller utstyr stilles krav. Kvasi-permanent kombinasjon er for konstruksjoner med alminnelige brukskrav eller estetiske krav.

### *Ulykkesgrensetilstanden*

Når det dimensjoneres for brann er det ulykkesgrensetilstanden som brukes for å finne dimensjonerende last. Konstruksjonen blir da dimensjonert for å beholde bæreevnen i et brannforløp etter tidskrav. Dette er for at det skal være tid nok til evakuering og slokkearbeid før en eventuell kollaps. Likningen som blir brukt:

6.11b:

$$G_k + (\Psi_{1,1} \text{ eller } \Psi_{2,1}) \times Q_{k,1} + \sum_{i>1} \Psi_{2,i} \times Q_{k,i}$$

Ved brann som primær ulykkessituasjon brukes  $\Psi_2$ . (Standard Norge, 2016a)

### 3.3.3 Vindlast

Vindlast beregnes i henhold til **NS-EN 1991-1-4**. (Standard Norge, 2009a)

Når vindlast beregnes begynnes det med å finne referansevindhastighet  $v_{b,0}$ . Deretter beregnes basisvindhastighet  $v_b$  som er:

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times c_{alt} \times c_{prob} \times v_{b,0}$$

Deretter beregnes vindkasthastighetstrykk  $q_p(z)$  som er den karakteristiske vindlasten som angriper bygget. Vindkasthastighetstrykket regnes ut forenklet ved:

$$q_p(z) = k_w \times v_{b,0}^2$$

- $k_w$  er avhengig av byggets høyde og terrengruhetskategori som bestemmes etter hva slags landskap bygget ligger i og hvor eksponert det er for vind.  $k_w$  regnes ut ved:

$$k_w = 0,625 \times [k_r \times \ln \frac{z}{z_0}]^2 \times [1 + \frac{7}{\ln \frac{z}{z_0}}]$$

$z$  er høyden på bygget, mens parameterne  $z_0$  og  $k_r$  finnes i tabell NA.4.1 sammen med terrengruhetskategoriene. (Standard Norge, 2009a)

Deretter brukes så vindkasthastighetstrykket til å beregne vindlasten som angriper bygget.

Vindkasthastighetstrykket blir multiplisert med ulike formfaktorer ( $c_{pe}$  – verdier) som tilhører ulike soner på bygget (vegg og tak) og bestemmer hvordan vindlasten angriper (trykk/sug) og hvor stor den er. Sonene blir i punkt 7 i standarden bestemt ut ifra byggets form og størrelse. (Standard Norge, 2009a)

### 3.3.4 Snølast

Snølast beregnes i henhold til **NS-EN 1991-1-3**. (Standard Norge, 2018a)

Snølasten vil angripe på taket på bygget, men først beregnes karakteristisk snølast på mark:

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

- $n \times \Delta s_k$  er et tillegg dersom byggestedet ligger over høydegrensen  $H_g$  (moh.). (NA.4.1(901)). Jo høyere over høydegrensen, jo større blir tillegget. (Standard Norge, 2018a)
- Dersom byggestedet ligger under høydegrensen blir  $s_k = s_{k,0}$

Det beregnes deretter karakteristisk snølast på tak:  $s = \mu_i \times C_e \times C_t \times s_k$

### 3.3.5 Egenlaster

Egenlast er den lasten som kommer fra konstruksjonselementenes tyngde. Det regnes også med tyngde fra ikke-bærende deler som for eksempel isolasjon, kledninger og himlinger som egenlast. Lett-vegger eller ikke-bærende vegger anses som nyttelast ifølge **NS-EN 1991-1-1**. Verdiene for egenlastene for de enkelte delene kan finnes i **NS-EN 1991-1-1** og i produktdatablader. (Standard Norge, 2019)

### 3.3.6 Nyttelaster

Nyttelasten er den variable lasten som ikke er egenlast og som varierer med hva som skal befinne seg inne i bygget og dets bruk. Dette kan for eksempel være antall personer og inventar. Det finnes minimumsverdier for de karakteristiske nyttelastene i tabell NA 6.1 og 6.2 i **NS-EN 1991-1-1** ut ifra kategori for bruk i bygget. Lastene er gitt som jevnt fordelt last og som punktlast. (Standard Norge, 2019)

### 3.3.7 Skjevlaster

Skjevlaster oppstår ved å anta at vertikale bæreelementer ikke vil kunne bli plassert perfekt over hverandre. Det brukes formler fra NS-EN 1992. punkt 5.2 som handler om skjevstilling. (Standard Norge, 2018b) Med denne formelen beregnes geometrisk avvik:

$$\theta_i = \theta_0 \times \alpha_h \times \alpha_m$$

Denne verdien blir videre multiplisert med den vertikale lasten i bygget og deretter summert med vindlasten for å finne global og lokal skjevstillingslast.

## 3.4 Parkeringskjeller betongdimensjonering

Dimensjonering av betongkonstruksjoner er gjort i henhold til **NS-EN 1992-1-1**. (Standard Norge, 2018b) Ved dimensjonering av vegger/støttemur og stripefundament, ble også Håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging også brukt. (Aabøe et al., 2018)

### 3.4.1 Søyler

Ved dimensjonering av betongsøyle er det ønsket vi å finne tverrsnittdimensjonene og hvor mye armering som må legges inn for at søyla skal ha nok kapasitet til å bære lasten som angriper søyla,  $N_{Ed}$ . Det velges først ut en bredde  $b$  og en høyde  $h$  for tverrsnittet. Det er viktig at armeringen ligger synkront og jevnt fordelt utover tverrsnittet. Det er ofte i betongdimensjonering at man må prøve, feile, kontrollere og velge ut dimensjoner og antall armeringsjern basert på tidligere erfaring. Den relativ aksiallasten bestemmes ved:

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \times f_{cd}}$$

Det prøves så ut hovedarmering som er høyere enn minimumsarmering:  $A_{s,min} = 0,01 \times A_c$

Finner så  $e_{TOT}$  som er summen av  $e_1$  og  $e_2$  som er eksentrisitet. Disse avhenger blant annet av

valgt armering og søylas slankhet  $\lambda$ . Deretter beregnes parameteren:  $m = n \times \frac{e_{TOT}}{h}$

Denne brukes til å finne parameteren  $w$  ut ifra interaksjonsdiagram for betongsøyle.

Så beregnes hovedarmeringen: 
$$A_s = w \times A_c \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$
 og kontrolleres denne med armeringen som ble først prøvd ut og minimumsarmeringen.

Bøyle-avstand  $s_{cl,t \max}$  blir bestemt ut ifra den minste verdien av:

- $15 * \varphi_{L,\min}$
- Søylen minste tverrsnittsdimensjon
- 400 mm

(Standard Norge, 2018b)

### 3.4.2 Bjelker

Betongbjelkene er istedenfor vanlig bjelkedimensjonering, valgt å bruke prefabrikkerte betongbjelker som er hentet fra tabell i Betongelementboka. (Vinje et al., 2010a)

Bjelkedimensjonene velges ut med hensyn på håndberegninger av dimensjonerende last i brudd- og bruksgrensetilstanden og største spennvidde. Med disse beregningene og ved hjelp av diagrammer og tabeller i boka, finner man riktig bjelkedimensjon med armering.

### 3.4.3 Branndimensjonering

Etter veiledning om brannsikkerhet i TEK 17, ble bygget satt i risikoklasse 4 og siden dette bygget har 4 etasjer inkludert kjeller, plasseres bygget i brannklasse 2. (byggkvalitet, 2019a) (byggkvalitet, 2019b) Når det kommer til dimensjonering, vil byggets bærende hovedkonstruksjonsdeler bli vurdert etter R60. (byggkvalitet, 2019c)

Betongsøylene kontrolleres ved hjelp av tabell 221 fra Byggforskserien hvor man finner ut hvor høy brannmotstand søylen kan ha ut ifra hvor mange sider som er eksponert for brann, minste bredde og armeringsdybde. (SINTEF Byggforsk, 2009a) Hulldekker og betongbjelke er kontrollert ved hjelp av Betongelementboka. (Vinje et al., 2010b) (Vinje et al., 2010c)

### 3.4.4 Dekke (gulv på grunn)

Ved dimensjonering av gulv på grunn brukes en publikasjon fra Norsk betongforening, som er spesielt rettet mot gulv på grunn. Metoden går ut på å beregne spenninger i gulvet. (Fredvik et al., 2018) Hjørnespenningen blir beregnet, deretter spenning ved kant og spenning midt på gulvet. Lasten som er brukt er selve betonglasten som jevnt fordelt last og lasten fra bilene som punktlaster. Etter beregning av disse spenningene kontrolleres den største spenningen mot  $f_{ctm}$ .

Formel for spenning ved kant:

$$\sigma_{max} = 2,34 \frac{P}{t^2} \times \log\left(1,23 \frac{l_e}{a}\right)$$

Fra denne formelen kommer det frem til hvor tykt gulv som må til. Til armering brukes minimumsarmering, siden det ikke stilles krav til noe annet.

### 3.4.5 Vegger (Støttemur inkludert stripefundament)

Dimensjonering av kjellervegger og stripefundament blir beregnet som støttemur med stripefundament etter anbefaling fra veileder. For valg av dimensjon vegg, stripefundament og armering tas det utgangspunkt i NS-EN 1992. (Standard Norge, 2018b) Alle verdier, resultater og dimensjoner som brukes i Ove Sletten-prog BTSNITT er overslagsberegnet for hånd etter NS-EN 1992. (Standard Norge, 2018b) Utover det standarden gir, gjøres det en forenklet beregning av geotekniske parametere som f.eks jordtrykk ut ifra Veivesenet sin veiledende håndbok v220. (Aabøe et al., 2018) I hovedsak er det Ove Sletten BTSNITT som brukes som dimensjoneringsgrunnlag for støttemur.

Overslagsberegningen for armeringen følger i prinsipp disse formlene:

Skjøtearmering mellom stripefundament og vegg, mot opptredende moment og skjærkraft fra jordtrykk:

$$A_s^m = \frac{M_{maks}}{f_{yd} \times (1 - 0,61m) \times d}$$

$$A_s^v = \frac{\sum P}{\mu \times f_{yd}} A_s^v = \frac{\sum P}{\mu \times f_{yd}}$$

Generell formel for armering mot opptredende moment, her for tverr-armering i O.K og U.K såle:

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} \times (1 - 0,61m) \times d} A_s = \frac{M}{f_{yd} \times (1 - 0,61m) \times d}$$

Minimumsarmering i lengderetning vegg og såle NS-EN 1992, NA.9.6.3 (Standard Norge, 2018b)

$$A_{s,min} = 500 \times t \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} A_{s,min} = 500 \times t \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$$

Vertikal vegg armering NS-EN 1992, NA.9.6.2 (Standard Norge, 2018b)

$$A_{s,v,min} = 0,004 \times 1000 \times t$$

### 3.4.6 Punktfundament

Beregningsprogrammet Ove Sletten program, BTSNITT brukes for dimensjonering av punktfundamentet. I dette programmet fylles det inn lastdata, materialdata, og noen geotekniske parametere. Når dette er gjort, ser man på geometrien. Søyledimensjonen er bestemt, men dimensjonen på fundamentet blir bestemt ved å prøve ut noen størrelser og se om kapasiteten holder.

### 3.4.7 Konsoller

Valg av konsoll for opplegg mellom søyle-bjelke og bjelke-sjakt gjøres iht.

Betongelementboka. Her brukes pkt. C 7.4.3 for dimensjoner, og Pkt. C 7.4 generelt for armerings plassering og generell informasjon. (Vinje and Lysberg, 2010)

### 3.4.8 Betongsjakt

Trapp, heis og teknisk rom er plassert i en og samme sjakt. Alt dette blir laget av plasstøpte betongvegger som vil være avstivningssystemet i bygget. Mer om denne sjakten og hvordan den er dimensjonert er forklart i delkapittel 3.7. Det dimensjoneres et fundament for denne sjakten. Her blir det brukt vertikale laster fra egen- og nyttelast, samt horisontale laster fra



vind- og skjevstillingslast. Ut fra disse lastene blir det beregnet et veltemoment og et stabiliserende moment. Disse kontrolleres mot at:

$$\frac{M_{stab}}{M_{velt}} \geq 2$$

Hvis dette ikke stemmer, trengs det sikkerhet mot velt. Deretter blir tykkelsen til fundamentet bestemt fra denne kontrollen. I tillegg blir det beregnet forankring fra sjakt til fundament ut fra disse momentene. Videre blir den utstikkende delen av fundamentet bestemt ved å starte med en prøvelengde, som deretter blir kontrollert av de nye momentene og samme kontroll. Dersom denne kontrollen er ok, blir dimensjonen på fundamentet satt. Men det må også kontrolleres for fullt grunntrykk og veltemoment. Dette blir beregnet ved å summere all last på fundamentet pluss vekten av fundamentet selv til en normalkraft. Deretter blir da maksimal spenning beregnet ut av denne normalkraften og veltemomentet.

$$\sigma_{max} = \frac{N_d}{A_{fund}} \left( 1 + \frac{6 \times e}{B} \right)$$

- $A_{fund}$  er fundamentets areal pr vegg
- $e$  er lengden fra  $N_d$  til tyngdepunkt
- $B$  er den totale bredden på fundamentet

Deretter blir det beregnet et utkragningsmoment og et feltmoment fra denne grunnspenningen som skjer under fundamentet. Disse momentene blir brukt til å beregne hoved- og minimumsarmeringen med disse formlene.

$$m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \times b \times d^2}$$

- $b$  er i dette tilfelle 1m

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \times \beta \times d}$$

- $\beta$  blir beregnet med (1-0,61m)

## 3.5 Del 1: Hulldekker og stål dimensjonering

Dimensjonering av stålkonstruksjoner blir gjort i henhold til NS-EN 1993-1-1. (Standard Norge, 2015)

### 3.5.1 Søylar

Ved dimensjonering av søylar begynnes det først med å finne en søyledimensjon fra profiltabell for så å kontrollere denne for knekking. For å finne en pekepinn på ca. hvor stort tverrsnitt som trengs kan det settes:

$$A_{pr\phi ve} = \frac{N_{Ed}}{\chi^{pr\phi ve} \times f_d}$$

$\chi^{pe\phi ve}$  som er midlertidig knekkingsfaktor, kan man sette en plass mellom 0,70 og 0,90 basert på erfaring. Det er valgt i denne oppgaven å bruke varmformede kvadratiske hulprofiler som søylar og det velges så ut en dimensjon ut ifra  $A_{pr\phi ve}$ . Deretter kan søylas knekk lengde  $L_{cr}$  bestemmes ut ifra lengden på søyla og om den er leddet eller har noen faste innspenninger. Deretter brukes dette til å beregne søylas slankhet  $\lambda$  og relative slankhet etter hvordan tverrsnittet er utformet og materialegenskaper. Den relative slankheten brukes til å finne knekkingsfaktor  $\chi$  i knekkurve-diagram 6.4 i standarden. Kurven som brukes velges ut ifra tabell 6.2 etter hva slags type profil som er valgt og noen andre betingelser. (Standard Norge, 2015) Den dimensjonerende kapasiteten kan så beregnes:

$$N_{b,Rd} = \chi \times f_d \times A$$

Denne kapasiteten må være høyere enn den dimensjonerende lasten  $N_{Ed}$ , hvis ikke må det velges en høyere dimensjon og kontrollen må utføres på nytt.

### 3.5.2 Bjelker

I dette bæresystemet er det valgt å ha tosidig hatteprofiler (THP) som bjelkelag med hulldekker i mellom og ensidig hatteprofil (EHP) på sidene. Ved dimensjonering for disse begynner man med å finne dimensjonerende moment  $M_{Ed}$  og skjærkraft  $V_{Ed}$  ut ifra hvilke

laster som opptrer. For dimensjonering for moment beregnes først det minste motstandsmomentet:

$$W_y^{min} = \frac{M_{Ed}}{f_d}$$

Deretter velges en profil i profiltabell som har høyere motstandsmoment enn  $W_y^{min}$ , men siden denne profilen ligger under tverrsnittsklasse 2 må det benyttes plastisk motstandsmoment  $W_{y,pl}$ .

Deretter kontrolleres profilen for skjær:

$$V_{Ed} < \frac{f_d \times A_w}{\sqrt{3}}$$

- $A_w$  er arealet på de to stegene på den valgte hatteprofilen

Dersom denne kontrollen ikke oppfylles må det velges en profil med høyere dimensjon.

Ved kontrollering for nedbøyning beregnes først brukslast  $q_{tot}$  ved likning 6.16b, kvasi-permanent kombinasjon. Deretter brukes følgende formel for å finne nedbøyning i mm:

$$u_{tot} = \frac{5 \times q_{tot} \times l^4}{384 \times E \times I} \left[ 1 + 3,12 \left( \frac{h}{l} \right)^2 \times \left\{ \frac{b}{t_w} - \left( \frac{h'}{h} \right)^2 \times \left( \frac{b}{t_w} - 1 \right) \right\} \right]$$

- $h$  er lengden fra toppen av flensen i bunn til toppen av tverrsnittet ( $H$  i profiltabell)
- $h'$  er høyden på steget
- $b$  er bredden på tverrsnittet ( $b_u$  i profiltabell)
- $t_w$  er total tykkelse av de to stegene

Nedbøyningskravet er anbefalt  $L/250$  ifølge NA.A1(904) i NS-EN 1990, så hvis nedbøyningen blir høyere enn dette må det velges høyere dimensjon for så å kontrollere på nytt. (Standard Norge, 2016a)

Kontroll for vipping er i dette tilfelle ikke relevant med tanke på torsjonsstivt tverrsnitt og hulldekkene som ligger i mellom som gir kubbeeffekt.

### 3.5.3 Hulldekker

Det brukes prefabrikkerte hulldekker som hentes ut fra figur A 4.2 fra betongelementboka. (Vinje et al., 2010b) Dekketykkelsen blir valgt ut fra det største dekkespennet og den største bruksgrenselasten som opptrer.

### 3.5.4 Branndimensjonering

Det startes med å beregne den opptredende ståltemperaturen  $\theta_a$  ved formelen for R60 isolert.

$$\theta_a = 318 \times \left[ \left( \frac{A_m \lambda_p}{V d_p} \right)^{0,2} - 2,54 \right]$$

Det prøves så ut en type isolasjon med tykkelse. Deretter brukes denne temperaturen til å finne reduksjonsfaktorene  $k_{y,\theta}$  og  $k_{E,\theta}$ . Søylen dimensjoneres så for knekking med disse reduksjonsfaktorene.

Bjelken blir testet med en isolering med en tykkelse som plasseres på undersiden fordi det kun er undersiden på hatteprofilen som vil være eksponert for brann. Profilmotoren til bjelken er hentet fra profiltabellen. (Stålforbund, 2012) Denne blir beregnet ut ifra at bjelken kun er eksponert på undersiden. Etter at ståltemperaturen er blitt beregnet og reduksjonsfaktoren er funnet kan bjelkens moment kontrolleres.

### 3.5.5 Forbindelser

Forbindelsen mellom søyle og bjelke blir valgt som såkalte klakker, der en klakk festes på søyla og en på bjelken, og dermed settes sammen. I forbindelsen kontrolleres skjærarealet på klakkene:

$$V_c = \frac{f_y \times A_V}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}}$$

Sveisene mellom klakkene og søyle/bjelke:

$$F_{w,Rd} = 2 \times a_w \times L_{eff} \times f_{vw,d}$$

- $L_{eff}$  er lengden på sveisen

#### *Stålplate overgang stål til betong søyle*

Denne stålplaten må kontrolleres da det er store krefter som overføres fra stålsøylen til betongsøylen. Dette gjøres ved og se på opptredende last fra søyle og dividere på trykkspenningskapasiteten til B35 betong. Ut ifra denne beregningen får man et minimumsareal for stålplaten, og velger deretter et plateareal som er noe større enn minimumsarealet.

Ny spenning beregnes deretter for valgt areal på stålplaten, og det regnes ut en arm for utstikkende del av stålplaten. Ut ifra motstandsmomentet man regner ut, kan man snu formelen for å finne tykkelse for platen.

Disse beregningene gjøres ved hjelp av formler fra 520.235 pkt.44 (SINTEF Byggforsk, 2018)

## **3.6 Del 2: Limtre og massivtre dimensjonering**

Dimensjonering av trekonstruksjoner blir gjort i henhold til NS-EN 1995-1-1 (Eurokode 5) og NS-EN 14080. Søylen og bjelkene er av kombinert limtre GL30C i gran.

### **3.6.1 Søyler**

Når det skal dimensjoneres en søyle velges først en bredde for tverrsnittet ut ifra profiltabell.

Beregning av dimensjonerende materialfasthet: (Moelven, 2017)

$$f_{c,0,g,d} = f_{c,0,g,k} \times \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \times k_{sys}$$

I likhet med stålsøylene må det også for limtre beregnes knekkklengde  $L_k$  ut ifra lengden på søyla og om den er leddet eller har noen faste innspenninger. Deretter beregnes relativ

slankhet  $\lambda$  ut ifra tverrsnittets treghetsradius i og knekk lengden. Denne verdien brukes til å regne ut  $k_z$  for så å beregne knekkfaktoren  $k_{cz}$ :

$$k_{cz} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}}$$

Denne brukes til å finne minimum areal:

$$A_{min} = \frac{N_{Ed}}{k_{cz} \times f_{c,0,g,d}}$$

Deretter kan man beregne den nødvendige høyden som trengs for så å velge ut en høyde fra profiltabell.

### 3.6.2 Bjelker

Bjelkene dimensjoneres og kontrolleres for moment, skjær, nedbøyning og vipping. Beregner først dimensjonerende materialfasthet: (Moelven, 2017)

$$f_{m,g,d} = f_{m,g,k} \times \frac{k_{mod}}{\gamma_m} \times k_{sys}$$

Minimum motstandsmoment beregnes ut ifra dimensjonerende moment:

$$W_y^{min} = \frac{M_{Ed}}{f_{m,g,d}}$$

Det velges ut fra profiltabell en tverrsnittsbredde, for så å finne en høyde på en profil med tilstrekkelig motstandsmoment. (Moelven, 2017)

Ved kontrollering for skjær beregnes først dimensjonerende materialfasthet:

$$f_{v,g,d} = f_{v,g,k} \times \frac{k_{mod}}{\gamma_m} \times k_{sys}$$

Deretter beregnes minste nødvendige areal som tverrsnittet kan ha:

$$A_{min} = \frac{15}{8} \times \frac{V_{Ed}}{f_{v,g,d}}$$

Dette kontrolleres at er mindre enn det valgte tverrsnittet.

Ved kontroll for nedbøyning beregnes først brukslasten  $q_{TP}^{def}$  som tilnærmet permanent lastkombinasjon med formelen:

$$q_{TP}^{def} = q_{EV} \times (1 + k_{def}) + q_{Kar.NL} \times \Psi_2 \times (1 + k_{def})$$

Finner så nedbøyningen i mm:

$$\delta_m = \frac{5 \times q^{def} \times l^4}{384 \times E_{0,g,mean} \times I} \left[ 1 + 0,96 \left( \frac{h}{l} \right)^2 \times \frac{E_{0,g,mean}}{G_{0,g,mean}} \right]$$

Nedbøyningskravet er det samme som med stål L/250 ifølge NA.A1(904) i NS-EN 1990. (Standard Norge, 2016a)

Ved kontrollering for vipping begynner man med å finne effektiv lengde:

$$l_{ef} = \text{belastningstypefaktor} \times l + 2 \times h$$

- Belastningstypefaktoren finnes i tabell 6.1 i NS-EN 1995-1-1
- Tillegget  $2 \times h$  kommer av at lasten angriper på trykksiden av bjelken

(Standard Norge, 2010b)

Beregner så kritisk bøyespenning:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0,78 \times b^2}{h \times l_{ef}} \times E_{0,g,05}$$

Deretter relativ slankhet:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,g,k}}{\sigma_{m,crit}}}$$

Dersom denne verdien er lavere enn 0,75 kan spenningsreducerende faktor på grunn av vippefare settes  $k_{crit} = 1$ . Dermed blir dimensjonerende kapasitet for vippemoment:

$$M_{Rd} = k_{crit} \times f_{m,g,d} \times W_y$$

Dersom denne kapasiteten blir lavere enn det dimensjonerende momentet vil det si at det er fare for vipping og det må da vurderes tiltak som kan redusere vippefaren som for eksempel gaffellagring eller kubbing.

### 3.6.3 Etasjeskillere i massivtre

I trebygget er det valgt å bruke massivtreelementer både som tak og etasjeskillere. Disse prefabrikerte elementene blir hentet fra tabell 42 fra Byggforskserien. (SINTEF Byggforsk, 2009b) Disse velges ut ifra nyttelasten og element-tykkelsen.

### 3.6.4 Branndimensjonering

Lasten som blir brukt blir beregnet etter ulykkestilstand. Både bjelken og søylen blir dimensjonert ved å beregne en forkullingsdybde ved denne formelen:

$$d_{ef} = \beta_n \times t + k_0 \times d_0$$

Tverrsnittsarealet blir da redusert av denne forkullingen for hver av sidene den er eksponert for brann. Etter dette blir tverrsnittet kontrollert for de vanlige kontrollene, men med spesielle faktorer for brann. For bjelken er det kontrollert bøyning og skjær for restarealet, og for søylen er det kontrollert for knekking. (Standard Norge, 2010c)

### 3.6.5 Forbindelser

Treforbindelsen som er valgt mellom søyle og bjelke er slisseplate med dybler. Disse platene vil gå gjennom hele bredden på søylen og litt til ut på hver side, slik at de kan gå litt inn i hver av bjelkene som kommer inn fra sidene.

Beregningene starter med å finne minimumsavstander og mellomrom for dybler og plater for å bestemme hvor mange plater og dybler det er plass til. Man starter med å velge ut antall



plater, for så å beregne bruddformlene og finne den mest kritiske. Ut ifra dette kan den dimensjonerende kraften til en enkel dybel beregnes:

$$F_{dybel,k} = Yttersnitt \times F_{v,Rk}^{ytter} + Innersnitt \times F_{v,Rk}^{inner}$$

$$F_{dybel,d} = F_{dybel,k} \times \frac{k_{mod}}{\gamma_m}$$

Deretter kontrolleres dette mot normalkraften i søyla og skjærkraften i bjelken for å finne ut hvor mange bolter som sammen skal kunne stå imot disse kreftene. Deretter kontrolleres plata for hullkantfasthet:

$$f_{h,k} = 1,6 \times f_y \times t \times d$$

$$f_{h,d,tot} = f_{h,d} \times n_{plate} \times n_{eff}$$

- $n_{plate}$  er antall slisseplater (Standard Norge, 2009c)

### 3.7 Avstivningssystem

Det er valgt å bruke samme avstivningssystem i begge bæresystemene. Det som brukes som avstivning er en sjakt plassert ca. midt i bygget, som består av tre deler; en trappesjakt, en heissjakt og et teknisk rom. Det er totalt tre skiver. Den første er en rektangulær sjakt som omslutter alle disse delene. Den andre er en L-formet skive som stenger inne trappen og den siste er bare en enkel skive som stenger inne heisen.

Disse tre skivene blir dimensjonert i Ove Sletten Program, delprogram V-skive. I dette programmet blir det lagt inn modulnett, plansnitt, skivedata og diverse lastdata. Dette blir hentet fra håndberegninger og Revit. Deretter beregner programmet i bruksgrensetilstand og bruddgrensetilstand. Når programmet har beregnet ferdig, får vi forskyvninger, moment, skjær, og diverse spenninger. Deretter brukes spenningene til å bestemme armering.



# 4 Resultat

Detaljerte og mer utfyllende beregninger ligger som vedlegg.

## 4.1 Lastanalyse

### 4.1.1 Vindlast

Vindkasthastighetstrykket:  $q_p(z) = \underline{701,8 \text{ N/m}^2}$

| Karakteristisk vindlast | vindsone | A       | B       | C | D       | E      | F       | G        | H       | I (+-)  |             |
|-------------------------|----------|---------|---------|---|---------|--------|---------|----------|---------|---------|-------------|
| Langvegg                |          | -842,16 | -561,44 |   | -350,90 | 510,00 | -247,95 |          |         |         | N/m2        |
| Kortvegg                |          | -842,16 | -561,44 |   | -350,90 | 491,26 | -210,54 |          |         |         | N/m2        |
| Tak                     |          |         |         |   |         |        |         | -1076,11 | -725,21 | -491,26 | 140,36 N/m2 |

Figure 2 Vindkasthastighetstrykk fra regneark

### 4.1.2 Snølast

Karakteristisk snølast på tak:  $s = \underline{3,6 \text{ kN/m}^2}$

### 4.1.3 Egenlaster

Etasjeskillere/tak massivtre:  $\underline{1,6 \text{ kN/m}^2}$

Tak hulldekke:  $\underline{4,3 \text{ kN/m}^2}$

Etasjeskillere hulldekke:  $\underline{5,1 \text{ kN/m}^2}$

Resterende betongkonstruksjoner:  $\underline{25 \text{ kN/m}^3}$

### 4.1.4 Nyttelaster

*Leilighet*

Gulv:  $\underline{2,5 \text{ kN/m}^2}$  (2,0 kN/m<sup>2</sup> + lettvegger og tekniske føringer på 0,5 kN/m<sup>2</sup>)

Trapper: 3,0 kN/m<sup>2</sup>

#### 4.1.5 Skjevlaster

Global skjevstillingslast+vind

For tak: 3,27kN/m

For etg: 4,88kN/m

## 4.2 Parkeringskjeller betongdimensjonering

### 4.2.1 Søylar

Bruker 2x2- $\phi$ 25, bøylar:  $\phi$ 10 c/c 375 mm.

### 4.2.2 Bjelker

Prefabrikkert DLB  $b_u$ =600mm  $b_o$ =300mm  $h$ = 500mm

### 4.2.3 Branndimensjonering

Bjelke DLB 300/500mm, søyle 400x400mm og hulldekke HD265 holder R60 brannkrav for bygget.

### 4.2.4 Dekke (gulv mot grunn)

Velger gulvtykkelse 150mm og  $\phi$ 8 c/c 200,  $A_s=251\text{mm}^2/\text{m}$  armering.

## 4.2.5 Vegger (Støttemur inkludert stripefundament)

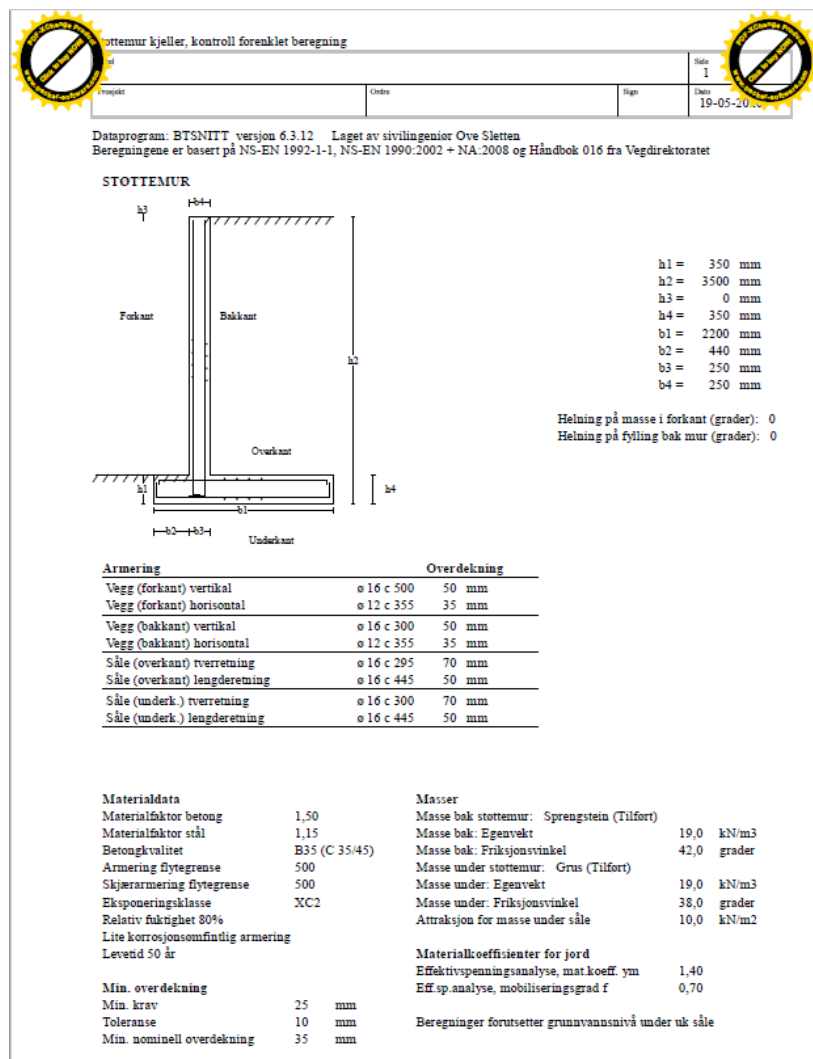


Figure 3 Støttemur resultat OS-Prog

Bruker i tillegg bøylearmering topp vegg **Ø12 c/c 250** og **2 stk. Ø16** topp vegg.

## 4.2.6 Punktfundament

Velger fundamentdimensjon: **3x3x0,45.**

Armering i Y-retning: Midtsone **Ø20 c/c 185**, hver kant **Ø20 c/c 325.**

Armering Z-retning: Midtsone **Ø20 c/c 150**, hver kant **Ø20 c/c 335.**

Skjøtarmering til søyle: **Ø25 og bøylar Ø10 c/c 200.**

### 4.2.7 Konsoller

Bruker konsoll **b= 400mm, h=300mm**, utstikk/dybde = **200mm**. Armering i konsollen er **Ø12 4stk vertikale og 3stk horisontale bøylor**

### 4.2.8 Betongsjaktfundament

Dimensjon fundament: **14,15x8,9x0,5**.

Skjørtarmering: **Ø12 c/c 250 As=904mm<sup>2</sup>/m** bøylearmering **Ø12 c/c 200**.

Armering utkrager: **Ø25 c/c 350 As=1402mm<sup>2</sup>/m**.

Armering felt: **Ø25 c/c 150 As=mm<sup>2</sup>/m**.

## 4.3 Del 1: Hulldekker og stål dimensjonering

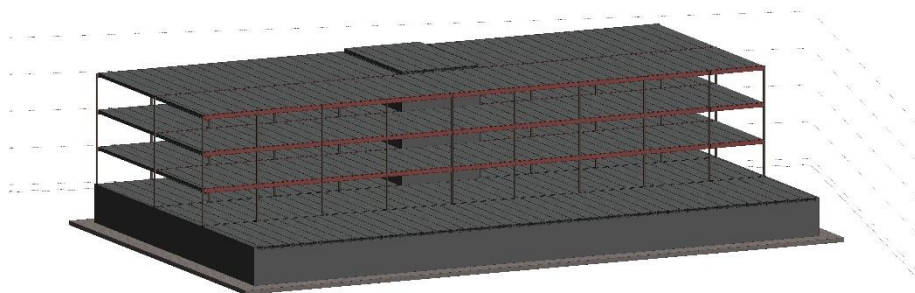


Figure 4 Model 1 Revit

### 4.3.1 Søylar

Bruker kvadratisk hulprofil (HUP) 140x140x10.

### 4.3.2 Bjelker

Bruker tosidig hatteprofil (THP) 250x6 og ensidig hatteprofil (EHP) 300x5.

### 4.3.3 Hulldekker

Velger HD265 for etasjeskiller og tak.

### 4.3.4 Branndimensjonering

Kvadratisk HUP: Bruker 30mm steinullspalte.

THP og EHP: Bruker 10mm gipsplate på underside.

Hulldekker:

### 4.3.5 Forbindelser

For bjelke- og søyleklakk.

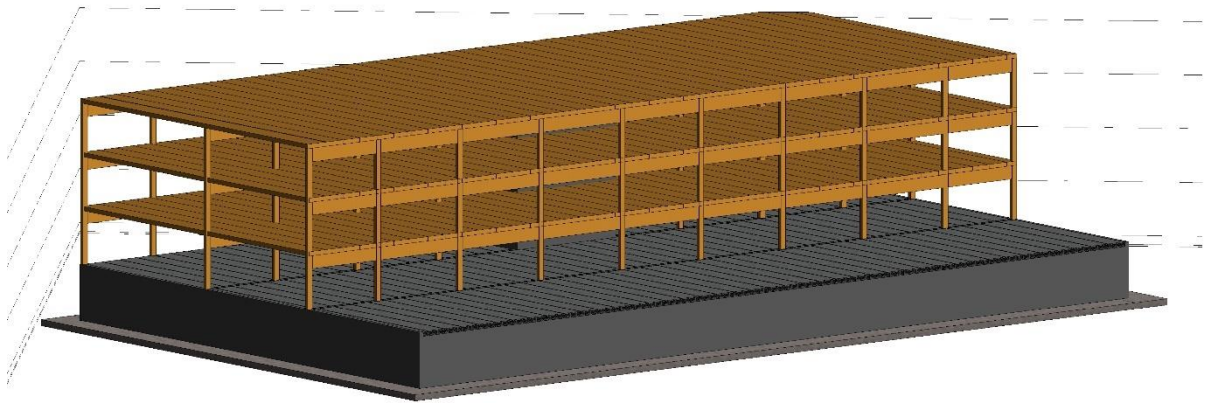
Sveis: sveis på begge sider rotmål a=4mm og lengde L<sub>eff</sub>=150mm

Klakkdimensjon 140x150x12.

Fotplate overgang stål til betong søyle

Bruker: 250x250x23 S355

## 4.4 Del 2: Limtre og massivtre dimensjonering



*Figure 5 Model 2 Revit*

### 4.4.1 Søyler

Bruker GL30c 215x315.

### 4.4.2 Bjelker

Takbjelke: Bruker GL30c 215x765.

Gulvbjelke: Bruker GL30c 215x720.



#### **4.4.3 Etasjeskillere/Takelement i massivtre**

Dekkespenn på 11m, må spesialprodusere dekke tykkelse på over 240mm.

#### **4.4.4 Branndimensjonering**

Søyle: Tverrsnittet 215x315 holder R60 kravet.

Bjelke: Tverrsnitt 215x765 holder R60 kravet.

Forbindelse: Bokser inn forbindelsen med 2x13mm gips.

#### **4.4.5 Forbindelser**

Fobindelse 1, mot vegg: Bruker plate 250x630x10

Dybler: 6x9 Ø10

Forbindelse 2, midt i bygget: Bruker 4 plater 510x690x10

Dybler: Bjelker 2x12 Ø10 i hver av bjelkene

Søyle 5x12 Ø10

### **4.5 Avstivningssystem**

Alle skivene har t=300mm

Alle skivene i ETG4: 2-Ø16, As=402mm<sup>2</sup>/m

Alle skivene i ETG3: 2-Ø16, As=402mm<sup>2</sup>/m

Alle skivene i ETG2: 3-Ø16, As=603mm<sup>2</sup>/m

Alle skivene i ETG1: 5-Ø16, As=1005mm<sup>2</sup>/m

# 5 Diskusjon

## 5.1 Lastberegning

Det er valgt å bruke ett spenn og en lastbredde for å dimensjonere den mest belastede bjelken av betong, stål og limtre. Utgangspunktet er i det største spennet fra senter søyle til senter søyle. Dette tar ikke hensyn til dimensjon på søyle, som ville gitt et mindre spenn og en mer nøyaktig last. Dette medfører til noe overdimensjonerte bjelker. For stål- og betongbjelkene har ikke dette stor påvirkning da det brukes DLB, THP og EHP som gir en slankere tykkelse på etasjeskille. For limtre har dette en større påvirkning da bjelkene blir såpass høye at de vil redusere himlingshøyde så mye at det ikke er akseptabelt. Denne forenklingen vil gi noe dårligere utnyttelse av materialene for betong og stål, men det er tidsbesparende generelt og gjøre det på denne måten.

## 5.2 Parkeringskjeller betongdimensjonering

Ved dimensjonering av støttemur og punktfundament ble det brukt som nevnt Ove Sletten prog BTSNITT. Dette ble gjort selv om mengden erfaring med programvaren var nokså liten. Bruken av programvaren gjorde dimensjoneringen mer effektiv og ga både et oversiktlig resultat, også visuelt.

Noe bruk av geotekniske parametere ble gjort forenklet på grunn av begrenset kunnskap om dette, mens verdier for jordtrykkoeffisient og tilbakefylte masser ble hentet fra Statens vegvesen med sikre marginer. På grunn av dette vil noe av beregningene bli usikre og konstruksjonene vil bli noe overdimensjonert. (Aabøe et al., 2018)

Branddimensjoneringen ble også gjort noe forenklet ved bruk av tabeller, alternativt kunne dette blitt gjort på en mer nøyaktig og detaljert metode.

## 5.3 Hulldekker og stål dimensjonering

Det var vanskelig å finne profiltabell for EHP, men vi fikk en skannet kopi fra en gruppe med medstudenter som kom fra norsk stålföreing. Den minste dimensjonen i tabellen hadde en høyde på 300(tot.325)mm som er noe for høy med tanke på at det brukes HD265 hulldekker. For enkelhets skyld ble det valgt å forsette med dette tverrsnittet, da det var lite/ingen tverrsnitstabeller å finne for EHP. Det vil i praksis kunne gå greit med en noe større høyde, da disse bjelkene ligger i yttervegg og vil bli skjult av en eventuell fasade.

## 5.4 Limtre og massivtre dimensjonering

Ved dimensjonering for bjelke ble høyden på tverrsnittet som nevnt relativt høy for å oppnå tilfredsstillt kapasitet for moment og skjærkraft. Dette vil gi praktiske utfordringer i forhold til himlingshøyde. En mulig løsning på dette ville vært å øke høyden på bygget slik at hver etasje fikk mer høyde å gå på, som ville gjort takhøyden mer akseptabel. Men ettersom byggets geometri ble bestemt tidlig før selve dimensjoneringsprosessen og at det i utgangspunktet var planlagt lik utforming for de to bæresystemene, ble det i dette tilfellet ikke aktuelt. Dersom høyden på bygget skulle økes vil det bli høyere materialforbruk og dårligere materialutnyttelse.

Med tanke på FN's bærekraftsmål nr.12 er ikke dette en gunstig løsning, selv om tre er en fornybar ressurs. (FN-Sambandet, 2020)

På grunn av lav himlingshøyde og stort spenn for massivtredekkene ble det alternativt forsøkt å legge bjelkene og dekkene motsatt vei slik at spennet for massivtredekkene ble redusert, mens spennet for bjelkene økte. Dette var for at tykkelsen på massivtredekkene kunne reduseres slik at takhøyden også kunne reduseres. Bjelkene fikk større spenn men samtidig redusert lastbredde som gjorde at resultatet av dimensjoneringen av disse bjelkene ble likt som de første bjelkene, altså likt tverrsnitt. Men takhøyden ville fortsatt ikke blitt akseptabel med dette alternativet.

## 5.5 Avstivning

Avstivningsystemet har i hovedsak blitt beregnet i OS-prog da dette er tidsbesparende. Dette er en mulig avvikskilde, da vi ikke har god kunnskap om programmet V-skive. Resultatet ble diskutert i gruppen og blitt vurdert som gode nok. Sjakten ble plassert midt på langsiden av bygget for å få et stivhetssenter så sentrert som mulig, noe some er gunstig med tanke på rotasjon. Det har kun blitt sett på det vertikale avstivningssystemet, og sett bort ifra nærmere beregning av stivhet i planet og kraftoverføring fra horisontale skivene til de vertikale skivene.

# 6 Konklusjon

Etter diskusjon om ugunstige bjelkestørrelser for limtre, og vanskelige spennvidder for massivtredekker er det vanskelig å oppnå samme resultat med et bæresystem av tre. Vi konkluderer derfor med at bæresystemet av stål og betong er det beste og mest praktiske med tanke på de spennviddene og den høyden vi er ute etter. Dette på grunn av at vis vi skulle kommet fram til et tre-bæresystem med samme resultat måtte det blitt spesial produsert tverrsnitts dimensjoner for bjelke og dekke.

## 6.2 Videre arbeid

Utarbeide et gunstigere oppsett av spenn og lastbredder for å få et fungerende bæresystem av tre.

Prøve noen spesial produserte limtretverrsnitt med mulighet for større tverrsnitts bredde, for da få en mindre tverrsnitts høyde.

# Litteraturliste

- AABØE, R., FRYDENLUND, T. E., OSET, F. & VASLESTAD, J. 2018. Geoteknikk i vegbygging. Oslo: Vegdirektoratet.
- AARSTAD, J., GLASØ, G. & BUNKHOLT, A. 2011. *Massivtre* [Online]. Available: <http://www.trefokus.no/resources/filer/fokus-pa-tre/20-Massivtre.pdf> [Accessed 11.02 2020].
- BY-SA), I. C. 2018. *Stål* [Online]. Available: [https://ndla.no/nb/subjects/subject:28/topic:1:24813/topic:1:60015/?fbclid=IwAR0CO4L5duz7vxbSU1kWSHk3rDTo8IVMykxsiqNERU\\_a\\_foubBl-DQd81I](https://ndla.no/nb/subjects/subject:28/topic:1:24813/topic:1:60015/?fbclid=IwAR0CO4L5duz7vxbSU1kWSHk3rDTo8IVMykxsiqNERU_a_foubBl-DQd81I) [Accessed 08.02 2020].
- BYGGKVALITET, D. F. 2019a. § 11-2. *Risikoklasser* [Online]. Available: <https://dibk.no/byggereglene/byggteknisk-forskrift-tek17/11/i/11-2/> [Accessed 09.02 2020].
- BYGGKVALITET, D. F. 2019b. § 11-3. *Brannklasser* [Online]. Available: <https://dibk.no/byggereglene/byggteknisk-forskrift-tek17/11/i/11-3/> [Accessed 09.02 2020].
- BYGGKVALITET, D. F. 2019c. § 11-4. *Bæreevne og stabilitet* [Online]. Available: <https://dibk.no/byggereglene/byggteknisk-forskrift-tek17/11/ii/11-4/> [Accessed 09.02 2020].
- CHRISTENSEN, N. & ALMAR-NÆSS, A. 2019. *Stål* [Online]. Available: <https://snl.no/st%C3%A5l?fbclid=IwAR2fZvqbIzYfEWv2bIkGkQLuhEg8Le0fnAzvz77v4qmqcpDDhxwvR7r5jU> [Accessed 09.02 2020].
- FN-SAMBANDET. 2020. *FNs bærekraftsmål* [Online]. Available: <https://www.fn.no/om-fn/FNs-baerekraftsmaal?fbclid=IwAR2T-cYqweGk0QvZf5IWPcdR5ri-x4qmT2i4bbxAn3jSIW1FhxY0ZjAZzC8> [Accessed 02.04 2020].
- FREDVIK, T. I., STEMLAND, H., KRISTIANSEN, B., VATNAR, A., UPPSTAD, B., BONDESTAD, O., ERIKSEN, D., EIKEMO, K., MATHISEN, A. E. & CIELICKI, T. 2018. *Betonggulv - Gulv på grunn og påstøp* [Online]. Available: <https://betong.net/nettbutikk/nb-publikasjoner/15-betonggulv-gulv-pa-grunn-pastop-1998/> [Accessed 15.03 2020].
- MOELVEN. 2017. *Limtre Gran* [Online]. Available: <https://www.moelven.com/no/no/limtre/standard-limtre/> [Accessed 17.03 2020].
- SINTEF BYGGFORSK. 2009a. 520.323 *Brannmotstand for bjelker og søyler av betong, mur og tre* [Online]. Available: [https://www.byggforsk.no/dokument/1540/brannmotstand for bjelker og soeyler av betong mur og tre](https://www.byggforsk.no/dokument/1540/brannmotstand%20for%20bjelker%20og%20soeyler%20av%20betong%20mur%20og%20tre) [Accessed 19.02 2020].
- SINTEF BYGGFORSK. 2009b. 522.891 *Etasjeskillere i massivtre* [Online]. Available: [https://www.byggforsk.no/dokument/3367/etasjeskillere i massivtre](https://www.byggforsk.no/dokument/3367/etasjeskillere%20i%20massivtre) [Accessed 12.02 2020].
- SINTEF BYGGFORSK. 2018. 520.235 *Søyler av stål. Dimensjoneringstabeller* [Online]. Available: [https://www.byggforsk.no/dokument/307/soeyler av staaal dimensjoneringstabeller](https://www.byggforsk.no/dokument/307/soeyler%20av%20staaal%20dimensjoneringstabeller) [Accessed 17.02 2020].
- STANDARD NORGE. 2009a. *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster* [Online]. Available: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=392208> [Accessed 08.02 2020].

- STANDARD NORGE. 2009b. *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-2: Brannteknisk dimensjonering* [Online]. Available: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=968000> [Accessed 01.03 2020].
- STANDARD NORGE. 2009c. *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-8: Knutepunkter og forbindelser* [Online]. Available: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=396860> [Accessed 03.03 2020].
- STANDARD NORGE. 2010a. *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-2: Brannteknisk dimensjonering* [Online]. Available: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=411303> [Accessed 05.03 2020].
- STANDARD NORGE. 2010b. *Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger* [Online]. Available: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=436137> [Accessed 01.03 2020].
- STANDARD NORGE. 2010c. *Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner - Del 1-2: Brannteknisk dimensjonering* [Online]. Available: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=418958> [Accessed 11.02 2020].
- STANDARD NORGE. 2015. *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger* [Online]. Available: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=755701> [Accessed 11.02 2020].
- STANDARD NORGE. 2016a. *Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner* [Online]. Available: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=814847> [Accessed 08.02 2020].
- STANDARD NORGE. 2016b. *Trekonstruksjoner - Limtre og limt laminert heltre - Krav* [Online]. Available: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=866055> [Accessed 12.02 2020].
- STANDARD NORGE. 2018a. *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-3: Allmenne laster - Snølaster* [Online]. Available: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1004200> [Accessed 05.02 2020].
- STANDARD NORGE. 2018b. *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger* [Online]. Available: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=997269> [Accessed 05.02 2020].
- STANDARD NORGE. 2019. *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger* [Online]. Available: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1015211> [Accessed 10.02 2020].
- STÅLFORBUND, N. 2012. *Stålhåndbok del 1:2012 - Utgitt av Norsk Stålforbund* [Online]. Available: <https://standard.no/nettbutikk/produktkatalogen/produktpresentasjon/?ProductID=338803&fbclid=IwAR1nA8Q9Wxxgv95k8Bd96wMcI5yahxzwUD7JDJ90konScrchYkEqmmEqM> [Accessed 22.02 2020].
- VINJE, L. & LYSBERG, M. 2010. 7.4 Betongkonsoller. Oslo: Betongelementforeningen.

- VINJE, L., WILBERG, J. & ALEXANDER, S. 2010a. 2.2 BJELKER. Oslo: Betongelement foreningen.
- VINJE, L., WILBERG, J. & ALEXANDER, S. 2010b. A 4.2.1 Hulldekker. Oslo: Betongelement Foreningen.
- VINJE, L., WILBERG, J. & ALEXANDER, S. 2010c. 4.3.4 Rektangulære bjelker og hyllebjelker. Oslo: Betongelement foreningen.



# Vedlegg

1. Lastberegning
2. Parkeringskjeller dimensjonering
3. Hulldekker og stål dimensjonering
4. Limtre og massivtre dimensjonering
5. Avstivningssystem
6. Model 1 Revit
7. Model 2 Revit