

Dimensjonering og miljøanalyse av en stålkonstruksjon

Design and enviromental analysis of a steel structure

Trondheim Mai 2020

Mojtaba Yosufzai

Magnus Kornelius Sæland

Intern veileder:

Roger Bergh, NTNU

Ekstern veileder:

Kristine Nore, Splitkon AS

Aslak Mygland, Splitkon AS

Prosjektnr:

30 - 2020

Rapporten er ÅPEN



Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for bygg- og miljøteknikk

Problemdefinering/prosjektbeskrivelse og resultatmål

Overordnet handler prosjektet om å dimensjonere Øverhagaen omsorgsbolig i stål og betong i motsetning til massivtre slik det bygges nå. Omsorgsboligen er ganske omfattende. Da har vi bestemt oss for å bare ta for oss en mindre del som er ganske representativ for resten av komplekset. I prosjektet skal vi bare se på bæringen i del A i byggetrinn 1.

Siden man har brukt to helt forskjellige materialer, skal vi også sammenligne vår løsning med bygget løsning. Økonomi og klima vil til noen grad også diskuteres i oppgaven.

Stikkord:

- Stål
- Betong
- Hulldekke
- Massivtre
- Røros
- Omsorgsbolig
- Øverhagaen

Forord

Denne bacheloroppgaven er utarbeidet våren 2020, ved Institutt for bygg- og miljøteknikk ved Norges Teknisk-Naturvitenskaplige universitet i Trondheim. Bacheloroppgaven er siste del av et treårig løp i byggingeniørstudiet ved Kalvskinnet, med spesialisering innenfor konstruksjonsteknikk.

Oppgaven er valgt på bakgrunn av en interesse i å se på den økonomi- og miljø påvirkningen ulike materialer har i et byggeprosjekt. Samtidig også en interesse i konstruksjoner av stål og betong.

Videre har vi hatt gleden av å skrive oppgave i samarbeid med Splitkon AS. Splitkon er en del av det pågående byggeprosjektet som oppgaven tar utgangspunkt i. Vi ønsker å takke ekstern veileder Kristine Nore for å vise en felles interesse i oppgaven. I tillegg takker vi ekstern veileder Aslak Mygland, som ga oss studenter en veldig velkommen visning av bygget i Røros.

Til slutt vil vi rekke en stor takk til vår intern veileder Roger Bergh, og andre på instituttet som har hjulpet oss på veien. Med Roger Bergh som veileder hadde vi gleden av oppmuntrende ord, god oppfølging og en gnist av motivasjon når det trengs.

27.mai, 2020, Trondheim



Magnus Kornelius Sæland



Mojtaba Yosufzai

Sammendrag

Denne bacheloroppgaven tar for seg dimensjonering av et omsorgsbygg i stål og betong, med en avsluttende økonomi og klima konklusjon. Resultater fra dimensjoneringen av stålkonstruksjonen legger videre grunnlag for forskning og utviklingsdelen av oppgaven.

Stålkonstruksjonen dimensjoneres på grunnlag av et pågående byggeprosjekt som eksternt firma, Splitkon AS, jobber med. Det er tenkt at stålkonstruksjonen vil ha samme planløsning som Splitkon sitt bygg, men at det bæres annerledes. Videre er et mål for gruppen å produsere en sammenligning av faktorene miljø- og økonomi. Det er tenkt at dette gjøres for å vise et bilde av hva forskjellene vil være.

Selve rapporten inneholder ulike kapitler som legger grunnlag for hele oppgaven. Blant annet presenteres det teoretiske grunnlaget for verdier, valg og forutsetninger. Videre avklares valg av metode og beslutninger. Neste kapittel omhandler så hvordan dimensjoneringen av stålkonstruksjonen foregikk. Dette blir henholdsvis etterfulgt av forskning- og utviklingskapitlet, hvor en kalkyle blir gjort på bakgrunn av resultater fra dimensjoneringen.

Til slutt konkluderes artikkelen med refleksjon, oppnådde resultater og anbefaling ved videre arbeid. Resultatene fra dimensjoneringen, og forskning og utviklingsdelen, viser at en av løsningene for å bygge på Øverhagaen er mest optimal. Dette ender opp med å bli treløsningen til Splitkon AS, noe gruppen forventet. Resultatene fremhever videre hvorfor og hvordan tre bygget på Øverhagaen vil være mer gunstig. Samtidig nevnes også mulig forbedringspotensial, som ville gjort stål og betong mer aktuelt. Oppgaven avrundes så med vedlegg som gir grunnlag for all produsert data.

Abstract

This bachelor's thesis deals with the design of a care home made of steel and concrete. It concludes with an economy and climate analysis. The results from the design check of the steel structure builds the foundation of the research and development part of the thesis.

The steel structure is designed based on an ongoing construction project that external company, Splitkon AS, is working on. It is thought that the steel structure has the same usage as Splitkons own building, but with different load bearing elements. Furthermore, an important goal for the group is to produce a comparison of climate and economy. This is intended to show an overview over the differences.

The report itself contains a myriad of chapters that lay the foundation for the entire thesis. Among other things, the theoretical basis for values, choices and assumptions are clarified. Furthermore, choice of method and decisions is clarified. The next chapter is about how the design of the steel structure was conducted. This is followed by a research and development chapter. That is where calculations are done based on the results from the design check.

The thesis concludes with reflection, achieved results and a suggestion for further work. The results from the design check and the research and development chapter shows that one of the models for building Øverhagaen is superior to the other. As the group expected, it was Splitkons timber method. The results highlight why and how the timber structure wins out. Possible improvements to make steel and concrete more viable are mentioned. The thesis is rounded off by attachments that provide the basis for all produced data.

Innholdsfortegnelse

| | |
|---|---|
| Kapittel 1 - Innledning..... | 1 |
| 1.1 Bakgrunn | 1 |
| 1.2 Forutsetninger og avgrensninger..... | 1 |
| Kapittel 2 - Teoretisk grunnlag..... | 3 |
| 2.1 Viktige elementer i bygget | 3 |
| 2.1.1 Hulldekke | 3 |
| 2.1.2 Stålelementer..... | 3 |
| 2.1.3 Betongsandwich..... | 4 |
| 2.2 Materialers miljøegenskaper | 4 |
| 2.2.1 Betong..... | 4 |
| 2.2.2 Stål..... | 4 |
| 2.2.3 Tømmer..... | 5 |
| 2.3 Regelverk..... | 5 |
| 2.3.1 Plan- og bygningsloven | 5 |
| 2.3.2 Byggteknisk forskrift | 5 |
| 2.3.3 Norsk standard..... | 5 |
| 2.4 Grensetilstander | 6 |
| 2.4.1 Bruddgrensetilstander | 6 |
| 2.4.2 Bruksgrensetilstander | 6 |
| 2.5 Lastpåvirkninger..... | 6 |
| 2.6 Laster..... | 7 |
| 2.6.1 Egenvekt og nyttelaster i bygninger | 7 |
| 2.6.2 Snølast..... | 8 |

| | |
|--|----|
| 2.6.3 Vindlast | 8 |
| 2.7 Lastkombinasjoner | 9 |
| 2.8 Programvare | 9 |
| 2.8.1 SAP 2000 | 9 |
| 2.8.2 ARCHICAD | 9 |
| 2.8.3 Mathcad | 10 |
| 2.9 Norsk prisbok | 10 |
| Kapittel 3 - Metode | 11 |
| 3.1 Valg av programvare | 11 |
| 3.2 Elementer i konstruksjonen | 11 |
| 3.3 Modellering..... | 12 |
| 3.4 Lastberegninger | 15 |
| 3.4.1 Egenlaster | 15 |
| 3.4.2 Nyttelaster | 15 |
| 3.4.3 Snølast..... | 16 |
| 3.4.4 Vindlast | 17 |
| 3.5 Lastkombinasjoner..... | 19 |
| 3.6 Dimensjonering av hulldekker | 20 |
| 3.7 Kalkyleberegning..... | 20 |
| Kapittel 4 - Dimensjonering | 22 |
| 4.1 Påføring av vertikale laster | 22 |
| 4.1.1 Håndberegninger | 22 |
| 4.1.2 SAP 2000 | 23 |
| 4.1.3 Resultat | 25 |
| 4.2 Påføring av horisontale laster | 26 |
| 4.3 Avstivning..... | 28 |

| | |
|--|----|
| 4.3.1 Løsning 1 | 28 |
| 4.3.2 Løsning 2 | 29 |
| 4.3.3 Løsning 3 | 30 |
| 4.3.4 Løsning 4 | 30 |
| 4.3.5 Analyse av avstivning | 31 |
| 4.4 Resultat | 32 |
| 4.4.1 Dimensjonsstørrelse | 32 |
| 4.4.2 Refleksjon av resultater | 33 |
| Kapittel 5 - Forskning og utvikling..... | 35 |
| 5.1 Økonomi og miljø kalkyle..... | 35 |
| 5.1.1 Miljø | 35 |
| 5.1.2 Økonomi..... | 36 |
| 5.2 Refleksjon..... | 38 |
| 5.2.1 Miljø | 38 |
| 5.2.2 Økonomi..... | 39 |
| 5.3 Forbedringspotensial | 39 |
| Kapittel 6 - Konklusjon | 41 |
| Kapittel 7 – Referanser | 42 |

Kapittel 1 - Innledning

1.1 Bakgrunn

Bakgrunnen for denne oppgaven ligger i en felles interesse blant prosjektgruppen å få sett på papir hvordan et prosjekt endrer seg når man bruker forskjellige materialer. Ettersom gruppemedlemmer ønsket en oppgave med fokus på stål og betong, ble det naturlig å ville dimensjonere et bygg i de materialene.

Den aktuelle konstruksjonen bygges den dag i dag i Øverhagen, Røros. Det nye omsorgsbygget på Øverhagaen er en sentral del av målet med omleggingen av omsorgstjenesten i Røros kommune. (1) Totalentreprenør for prosjektet er Ruta AS, som videre jobber i samarbeid med andre bedrifter, blant annet Splitkon AS, for å ferdigstille bygget. Hovedsakelig er omsorgsbygget et trebygg. Konstruksjonen bæres av massivtrevegger og limtresøyler. Disse hjelper til med å holde opp massivtredekke og limtresperrene. Tre er en veldig sentral del av bygget, og passende også med tanke på at mye av de omkringliggende byggene i Røros er bygd i tre.

Samarbeid med Splitkon AS oppstod tidlig januar etter en felles interesse i oppgaven som gruppen kom frem til. Da ble trebygget Øverhagaen valgt som referansebygg av eksterne ettersom det fortsatt bygges på, og er derfor mer aktuelt. Altså ble det konkludert at gruppen vil dimensjonere Øverhagaen omsorgsbolig i stål og betong, samtidig som å finne en måte å sammenligne økonomi og miljø på. Videre ble ramme for prosjektet satt ved hjelp av ekstern- og intern veileder basert på nivået man ligger på med bachelor.

1.2 Forutsetninger og avgrensninger

Det ble gjort en rekke forutsetninger og avgrensninger av bacheloroppgaven tidlig med hensyn på tid og ressurser. Den første av disse var å begrense oppgaven til en mindre del av Splitkon AS sitt trebygg. Oppgaven tar for seg del A av byggetrinn 1. Videre har bygget en kjeller som ikke beregnes på i prosjektet. Kjelleren er uinteressant fordi den er lik for både trebygget og et stålbygg. I tillegg er det en rekke balkonger rundt bygget som ikke inkluderes for å forenkle omfanget av prosjektet.

Det skal også nevnes at en rekke viktige momenter av et dimensjoneringsprosjekt ikke er beskrevet i oppgaven. Dette er blant annet virkningene av enkelte laster som seismiske-,

brann- og andre ulykkes laster. Til slutt har det ikke blitt gjort detaljprosjektering på ulike elementer, slik som forbindelsen mellom hulldekker og bjelker. I like måte har ikke knutepunkt blitt dimensjonert for, men man har antatt visse innspenninger i noen tilfeller. Bakgrunnen for alle disse avgrensningene ligger i mangel på tid, og at fokuset lå andre elementer i prosjektet.

Kapittel 2 - Teoretisk grunnlag

Innledningsvis følger en teoridel som står for grunnlaget av de valg og beregninger som er gjennomført for oppgaven. Kapittelet inneholder informasjon om prosjektbygget, og de viktigste påvirkningsfaktorene på oppgaven.

2.1 Viktige elementer i bygget

2.1.1 Hulldekke

Hulldekker er prefabrikkerte betongelementer med spennarmering til å ta opp strekkrefter som betong ellers mangler. Tverrsnittet til et slikt dekke kan se ut som et vanlig betongdekke, men med store sirkulære hull på langs gjennom den. Hullene er der for å redusere volum betong krevd for produksjon på bekostning av skjær kapasiteten. Siden massen til hulldekket er samlet ved hver ende beholdes momentkapasiteten. Spennarmeringen hjelper også motvirke nedbøyning og styrke momentkapasiteten til dekke.

Det vanligste bruksområdet til hulldekker er som etasjeskiller i bygg. I Norge leveres standard hulldekker med bredde på 1,2 meter og tykkelse på 200-520 millimeter for å kunne spenne oppe mot 20 meter. De er populære på grunn av deres korte og enkle montasje. Samtidig har de høy bestandighet og gode brann- og lydegenskaper. (2)

2.1.2 Stålelementer

Stål er en legering mellom jern og karbon. Jernmalm utvinnes ofte med større karboninnhold enn ønskelig. Malmen behandles til den får den korrekte kjemiske sammensetningen og så støpes den i lange former. De vanligste tverrsnittene til som stål støpes i bygge industrien er I-, H-, kanal-, rør- og lukkede profiler. Forskjellige profiler har forskjellige egenskaper. Noen har store flenser for stor momentkapasitet mens andre er lukkede for å øke torsjonskapasiteten.

Materialeegenskapene som gjør stål ønskelig som byggemateriale er høy strekkfasthet og flytespenning. Det er også et duktilt materiale som gir seige brudd ved overbelastning. Blant hovedårsakene til at stål brukes i armering er at stål har identisk termisk utvidelse som betong. Utfordringen med å bruke stål er å holde beskytte den mot klorider som skaper en ugunstig oksidasjonsreaksjon. Man må også ta hensyn til brann ved prosjektering av stålelementer fordi flytespenningen reduseres ved høye temperaturer.

2.1.3 Betongsandwich

Betongsandwichelementer er prefabrikkerte betongvegger med et lag med isolasjon mellom to betongskiver. De kommer som både bærende og ikke bærende varianter. Bærende vegger skal ta opp vertikale krefter ovenfra og vindkrefter, mens ikke bærende kan bare oppta vindlast. (3) Tykkelsen på veggen kan være mellom 230 og 420 millimeter. Variasjonen kommer av ønsket mengde isolasjon og krevd skivetykkelse på betong for bæring. Betongvegger har god stivhet, men høy egenvekt. Slik som hulldekker har også sandwichelementer gode brann- og lydegenskaper. Prefabrikkerte vegger er populære fordi de kan løftes rett på fasaden med dør- og vindusåpninger allerede klargjort.

2.2 Materialers miljøegenskaper

Ulike materialer har forskjellig påvirkning på miljøet. Dette er på bakgrunn av at fremstilling og transport forbruker ulik mengde karbondioksid ekvivalenter. CO₂-ekvivalenter er enheten som oftest brukes som mål på miljøavtrykk. Menneskelig utslipp av CO₂ regnes som en av grunnene til pågående klimaendring. Miljøpåvirkningen av de mest brukte materialene i oppgaven er videre presentert her.

2.2.1 Betong

Hovedelementene i betongproduksjon er tilslag, vann, sement og eventuelle tilsetningsstoffer. Av de materialene er det sementproduksjon som står for store deler av utslippet. Hver kilo sement har et utslipp på 842g CO₂ som tilsvarer 74-81% av betongens totale utslipp. (4-5) Det betyr at betong har et utslipp på omtrent 300kg CO₂ per kubikkmeter (125g/kg) betong. Forskning på betong har ført til redusert utslipp på grunn av tilsetningsstoffer som reduserer sementinnholdet. Betong kan enda ikke resirkuleres effektivt. Resirkulert betong brukt som tilslag har et mindre avtrykk enn ny pukk. Ellers kan knust betong brukes som pukk eller grus i andre anleggsformål som i veier.

2.2.2 Stål

Produksjon av stål har en høy forbruk av energi. Vanlig stål har et produksjonsutslipp på 2,3kg CO₂ per kilo ferdig stål. Heldigvis er stål en av materialene som er enklest å resirkulere på en byggeplass. Gammelt stål settes bare inn i smelteovnen og er blandet med nylaget stål. Gjenvunnet stål har betydelig mindre energiforbruk og utslipp enn det tar å utvinne ny malm.

2.2.3 Tømmer

Tre har et relativt lavt utslipp. Det er et bærekraftig byggemateriale antatt at man planter nye trær etter at man feller eksisterende. Tømmer består av karbon som er fanget over trees livstid. I byggematerialets levetid frigis ikke karbonet før treet brenner eller råtner. Utslipet til tre er så lite at transport står for omtrent halvparten av utslippet. Tre som ikke kan brukes direkte om igjen kan brennes for energigjenvinning. Moderne overflatebehandlinger og lim påvirker ikke gjenvinningsegenskapene i motsetning til impregnert trevirke. (6)

2.3 Regelverk

For å sørge for at konstruksjoner har den sikkerheten som kreves av dem er det utarbeidet en rekke lover, forskrifter og standarder. Disse må følges for tilfellene der de er aktuelle, for å ivareta bygningskonstruksjoners sikkerhet og brukskrav. Konstruksjoner skal prosjekteres på bakgrunn av at konsekvenser for mennesker og miljø blir redusert mest mulig, samtidig som det er gunstig økonomisk. I Norge er plan- og bygningsloven, Byggteknisk forskrift og Norsk standard noen av de viktigste regelverkene.

2.3.1 Plan- og bygningsloven

Plan- og bygningsloven bestemmer hvordan landets arealer skal brukes og reguleres. Altså inneholder den overordnede bestemmelser for alle typer byggeprosjekter og virksomheter i Norge. Loven stiller krav til byggverk og gir hjemmel til Byggteknisk forskrift. (7)

2.3.2 Byggteknisk forskrift

Byggteknisk forskrift er en forskrift under plan- og bygningsloven. Forskriften inneholder overordnede tekniske krav til utførelse og utforming. Kravene i forskriften blir gitt som funksjonskrav og trekker opp grensen for det minimum av egenskaper et byggverk må ha for å kunne oppføres lovlig i Norge. (8)

2.3.3 Norsk standard

Under planlegging, prosjektering, utførelse og verifikasjon av bygg- og anleggskonstruksjoner er det behov for en rekke standarder. På bakgrunn av dette har man Eurokoder. Eurokoder er en felles europeisk serie standarder for prosjektering av byggverk og dokumentasjon av produkters bæreevne/styrke til konstruksjonsformål. I Norge har Eurokoder erstattet tidligere nasjonale standarder for konstruksjonsteknikk, og ved å innføre nasjonale tillegg på

standardene har vi det man kaller Norsk standard. (9) Norsk standard legger grunnlag for prosjektering av bærende konstruksjoner i Norge, og er et fundament i denne oppgaven.

2.4 Grensetilstander

NS-1990 – Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner gir basis for å prosjektere konstruksjoner etter Norsk standard. Her legges det vekt på at dimensjonerende situasjoner i konstruksjoner ikke overskrider en viss grenseverdi som medfører at konstruksjonen ikke lenger oppfyller sin ønskede funksjon. *NS-1990* beskriver ulike krav og prinsipper til konstruksjoners sikkerhet. Den bygger på grensetilstandbegrepet brukt sammen med partialkoeffisientmetoden. (10) Ved dimensjonering for grensetilstander skal det skilles mellom bruddgrensetilstander og bruksgrensetilstander.

2.4.1 Bruddgrensetilstander

Grensetilstander som er av betydning for menneskers sikkerhet og/eller konstruksjonens sikkerhet skal klassifiseres som bruddgrensetilstander. Bruddgrensetilstanden referer til konstruksjonens maksimale bæreevne før den går til brudd. Vi har flere ulike bruddgrensetilstander. Disse er for eksempel EQU: brudd ved tap av statisk likevekt, eller STR: brudd ved for store deformasjoner. Det finnes flere, og disse skal påvises der det er aktuelt.

2.4.2 Bruksgrensetilstander

Grensetilstander som har betydning for konstruksjonens funksjonsdyktighet, menneskers komfort eller konstruksjonens utseende klassifiseres som bruksgrensetilstander. I dette tilfelle er det ofte snakk om deformasjoner på elementer som fører til at de ikke oppfyller de ytelseskriteriene som er gitt. For eksempel kan deformasjoner i betong føre til riss, som videre fører til dårligere bæreevne.

2.5 Lastpåvirkninger

Laster skal klassifiseres etter hvor lenge de påvirker en konstruksjon. Her skilles det mellom permanente påvirkninger, variable påvirkninger og ulykkespåvirkninger. De ulike lastpåvirkningene bringer også med seg en sikkerhetsfaktor. Disse innføres på grunnlag av hvor stor usikkerhet det er rundt variasjoner for lastpåvirkningen. Altså ser man på hvor lenge en last vil påvirke konstruksjonen, og hvor stor usikkerhet det er rundt denne lastpåvirkningen.

Permanente laster

Permanente laster defineres som laster som vil ha virkning gjennom hele konstruksjonens levetid. Dette er for eksempel egenvekten til konstruksjoner, faste installasjoner eller jordtrykk. Det er liten usikkerhet rundt disse lastene, og det brukes derfor en mindre sikkerhetsfaktor når man beregner permanente laster. Med tanke på de permanente lastene som virker på konstruksjonen i denne oppgaven har det blitt lagt fokus på egenvekten til elementene.

Variable laster

Variable laster er laster som forekommer med en viss sannsynlighet innenfor en viss tid. Dette er for eksempel nyttelaster på byggets dekke, snølaster eller vindlaster. Disse lastene forekommer ikke konstant, men vil opptre variabelt med tid. Disse bringer med seg en større usikkerhet enn de permanente lastene, og har derfor også en høyere sikkerhetsfaktor. Med tanke på de variable lastene som virker på konstruksjonen i denne oppgaven har det blitt lagt fokus på nyttelast, snølast og vindlast.

Ulykkeslaster

Ulykkeslaster forekommer ved uforutsigbare hendelser som man til en viss grad velger å forberede seg på. Dette er for eksempel brann, seismiske påvirkninger eller eksplosjoner. For ulykkeslaster har man ikke store sikkerhetsfaktorer. Det er fordi konstruksjonen skal være på grensen til å gå i brudd. I stedet for sikkerhetsfaktorer ser man på gjennomsnittlig tid før lasten opptrer. I denne oppgaven blir ikke ulykkeslaster medberegnet.

2.6 Laster

Lastene som tas hensyn til i denne oppgaven er egen-, nytte-, snø- og vindlast. I *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner* finnes aktuelle formler og informasjon for å regne ut dimensjonerende verdier på disse lastene. (11-13)

2.6.1 Egenvekt og nyttelaster i bygninger

NS-EN 1991-1-1 Tetthet, egenvekt, og nyttelaster i bygninger fastsetter dimensjonerende verdier for egenlast og nyttelast i konstruksjoner. (11) I oppgaven har egenlast blitt påført basert på valg av elementer i prosjektbygget, og nyttelast påført etter bruksformålet til ulike areal.

Egenlast

Ethvert element i en konstruksjon vil ha en egenvekt. Denne vekten vil bli påført elementer i bygget som en egenlast. Den karakteristiske egenlasten til et element oppstår på grunnlag av tyngdetettheten til materialet som er i elementet, og volumet til elementet. I *NS-EN 1991-1-1* er det oppgitt en rekke tyngdetettheter for materialer og rasvinkel.

Nyttelast

Nyttelaster er laster som oppstår under bruk. Dette er for eksempel personers normale bruk på et dekke eller kjøretøyer på en veg. *NS-EN 1991-1-1* kategoriserer ulike arealer i bygg og oppgir en karakteristisk nyttelast for dem. Ved å bruke tabeller for brukskategori og nyttelast i standarden vil man altså kunne fastsette nyttelaster for de forskjellige areal i et bygg.

2.6.2 Snølast

NS-EN 1991-1-3 Snølast gir retningslinjer for å fastsette verdier for snølaster som skal brukes ved prosjektering av konstruksjoner for bygg og anlegg. (12) Standarden tar utgangspunkt i den enkelte kommunens snølast på mark for en 50 års periode. For å bestemme snølaster på tak spiller videre takets form, byggets topografi og takets termiske egenskaper en stor rolle. I standarden er snølasten på tak, etter punkt 5.2 a), gitt ved formelen: $S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k$

Her er μ_i snølastens formfaktor. Denne er basert på hva slags type tak man har og snødriver. C_e er eksponeringsfaktoren. Denne tar hensyn til topografien bygget er i. C_t er termisk faktor. Denne tar hensyn til at snømengden på taket kan reduseres ved følge av varmegjennomgang som fører til smelting på taket. S_k er videre snølast på mark på den gitte kommunen som man befinner seg i.

2.6.3 Vindlast

Vindlast beregnes etter *NS-EN 1991-1-4*. (13) Nasjonalt tillegg i standarden har informasjon om vindhastigheten i hver kommune og vindstyrken i alle vindretninger. Ellers må man selv velge terrengkategori, luftrykk, høyde, turbulens og indre formfaktor, som alle er viktige for bestemmelsen av vindtrykket på bygget. Vindhastigheten beregnes etter formel (NA.4.1) i standarden. Den lyder som følger: $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot v_{b,0}$. Vindhastighetstrykk bestemmes ut fra (NA.4.8): $q_p(z) = 0,5 \cdot \rho \cdot v_m^2 [1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z)]$.

Utenom i ulykkestilstand er vindlast en av de eneste horisontale kreftene som virker på bygg. Når vind treffer en fasade kommer den i trykk, men når vinden går rundt bygget skapes et lavtrykk på kantene og på resten av bygget. Lavtrykket virker også på taket som betyr at man får vertikale krefter som virker motsatt fra tyngdekraftens retning. Alle sug kreftene gjør at man må ta hensyn til festing av kledninger og takteking.

2.7 Lastkombinasjoner

Ettersom flere laster kan virke samtidig på en konstruksjon må vi se på den kombinasjonen av laster som vil virke mest kritisk. *Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner* gir grunnlag for å finne dimensjonerende lastkombinasjoner på bygg. I standarden blir det lagt fokus på å se hvilke kombinasjoner som er kritiske for bruddgrensetilstanden, og bruksgrensetilstanden separat. Her bruker man ulike sikkerhetsfaktorer og partialfaktorer som videre blir kombinert med opptredende laster, og fører til en dimensjonerende last.

2.8 Programvare

Den dag i dag tilbyr ulike programvarer en rekke tjenester som er svært aktuelle for ulike formål. I denne oppgaven er det hovedsakelig blitt brukt regne-, modellerings- og dimensjoneringsverktøy. Disse effektiviserer arbeidsprosessen i en slik oppgave, og kan spare mye tid.

2.8.1 SAP 2000

SAP 2000 er et dataprogram fra CSIAmerica. Det spesialiserer seg i analyse av statiske modeller. Ingeniører kan modellere statiske system i et 3D-miljø, og utnytte BIM funksjonene til å integrere programmet med resten av prosjektet. Man kan påføre laster, og bestemme knutepunkt og modelleringsmetoder. Programmet er også i stand til å bestemme best mulig dimensjon basert på et utvalg av tverrsnitt. Man kan importere tverrsnitt fra flere regioner, i tillegg til å bestemme standard som dimensjoneres etter. For mindre modeller kan SAP analysere små endringer i sanntid.

2.8.2 ARCHICAD

Graphisoft sitt program ARCHICAD er et 3D-modelleringsprogram for prosjektering. Selgepunktet til programmet er dens intuitive verktøy til å lage estetisk fine bygg. Man kan importere informasjon gjennom BIM funksjonaliteten, rendere detaljerte 3D tegninger og

produsere tegninger. Programmet har utallige elementer på vegger, dekker, dører og vinduer som kan kombineres for å lage et bygg. ARCHICAD har i tillegg mange funksjoner for å beskrive bygget som mål- og navnsetting.

2.8.3 Mathcad

PTC sitt beregningsprogram Mathcad forenkler og digitaliserer utregninger. Det er høyt aktuelt for flere ulike formål. Programmet kan brukes til å utføre enkle beregninger, eller programmeres til å utføre nyttige kommandoer. Variabler kan fritt endres i programmet for å få presentert ulike løsninger, eller fikse på feil. En av Mathcad sine fokusområder er at det skal være enkelt å dele utregninger med andre.

2.9 Norsk prisbok

Norsk prisbok er en ressurs for å lage kalkyle på bygg og anleggsarbeid. (14) Boka er laget av Norconsult Informasjonssystemer AS og AS Bygganalyse. Den inneholder info om byggekostnad, årskostnad (ÅK) og utslipp i CO2 ekvivalenter. Boka er delt opp i tre kapitler. Kapitlet om bygningstyper består av grove utregninger for forskjellige typer bygg med enheten bruttoareal. Andre kapitler omhandler elementer. Altså kalkyle av individuelle deler av et bygg. Tredje kapittel er for prislinjer etter fag. Denne brukes for å beregne arbeidet som entreprenøren må utføre.

Boka gjør noen forutsetninger for å komme frem til enkelte verdier. Årskostnad antar 4% rente for dens verdier. Både ÅK og utslipp er kalkulert med en 60 års levetid på bygningselementene. Disse tar ikke hensyn til kostnad og utslipp ved byggets rivning. Prisboka utfører da ikke en komplett livsløpsanalyse av elementene i boka. Videre ser byggekostnaden bare på prisen for å ferdigstille bygget.

Kapittel 3 - Metode

Dette kapitlet oppgir fremgangsmåter og valg som videre er brukt i dimensjoneringen av stålkonstruksjonen, og i forskning og utviklingsdelen. Her er begrunnelse av valg oppgitt, samtidig som konkrete verdier på laster.

3.1 Valg av programvare

SAP 2000 19 ble valgt for å analysere og dimensjonere rammen til stålbbygget. Prosjektgruppas kjennskap til verktøyet var en av hovedgrunnene til at programmet ble valgt. Funksjonene som viste seg nyttig var aksial-, skjær- og momentdiagrammene som programmet produserer, i tillegg til automatisk valg av elementdimensjoner på tverrsnitt med norsk standard i betraktning.

ARHCICAD 20 er gruppas valg av program for å visualisere informasjon på en modell. I oppgaven ble programmet brukt til å tegne og målsette en 3D-modell av bygget. Den gir også nøyaktige areal- og lengdeberegninger på deler av modellen. Programmet produserer tegninger med høy kvalitet som brukes til å beskrive enkelte deler av bygget.

PTC Mathcad Prime 3.1 brukes for å beregne lastverdiene på elementer ettersom man bare må sette inn formler og verdier. Dersom det ønskes å endre på noen faktorer klarer programmet automatisk beregne ny last. Mathcad ble også brukt til håndregning av enkelte lastsituasjoner og enkelte bjelker. Da kunne egne modeller anvendes, sammenlignes og kontrolleres med SAP sine.

3.2 Elementer i konstruksjonen

Siden oppgaven går ut på å sammenligne tre med de mer utbredte materialene stål og betong, ble det valgt å prøve å finne en løsning som inkorporerer begge deler. Dermed ble stålramme som bæresystem en naturlig måte å bruke stål i prosjektet. I tillegg består ytterveggene av betongsandwichelementer mellom søylene og bjelkene som er del av rammen. Liggende oppå bjelkene er betonghulldekker. Trestendere velges som innervegger siden de trenger ingen bærende funksjon.

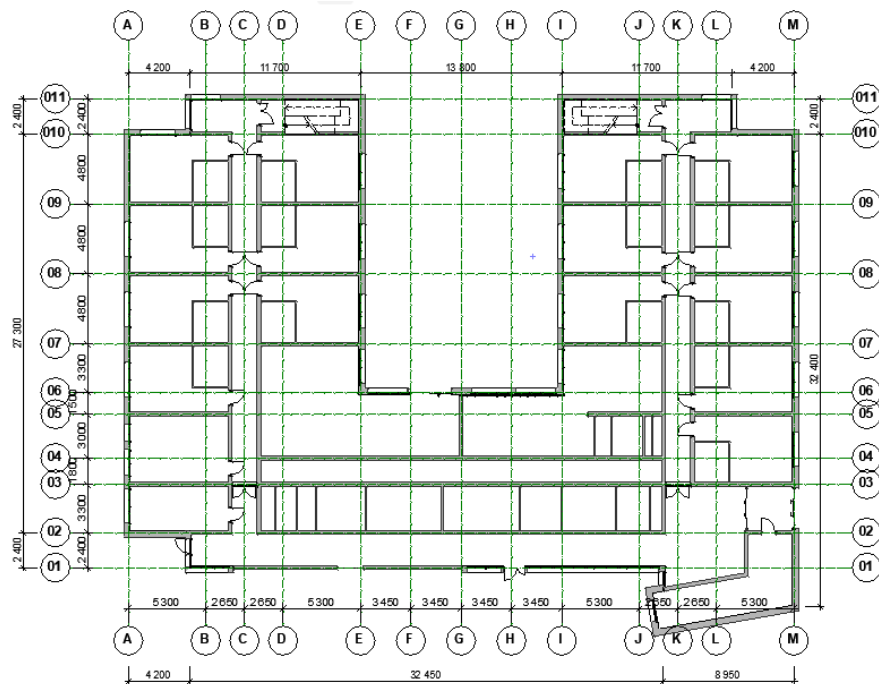
Stålrammen består av mange forskjellige typer profiler for å utnytte mest mulig av tverrsnittet. Alle søylene er firkantede hulprofiler. Hulprofiler er torsjonsstive og samtidig gode til å ta opp aksialkrefter. Søylene skal gå sammenhengende opp til taket. Da var en av kravene at det

skulle være lett å feste bjelkene til profilet. Firkantete hulprofil har flate og lett tilgjengelige sider slik at bjelker kan festes. H-bjelker brukes som bjelker på prosjektet. De er relativt brede, som er bra for når hulldekkene ligger på toppsiden. IPE-bjelker brukes som taksperre. Høyden på IPE-bjelkene gir god skjær- og momentkapasitet. Til å avstive bygget brukes vindkryss av rørprofil. Vindkryssene skal bare ta opp aksialkrefter, noe den symmetriske rørprofilen er godt egnet til.

Betongelementene i bygget skal være raske å sette opp på byggeplassen. Hulldekkene trenger bare å løftes opp på bjelkene og festes sammen. Videre fastholdes de mot horisontal forskyvning ettersom de skal ligge fritt opplagt på stålbjelkene. Sandwichveggene skal også bare løftes på plass og fastholdes mot horisontal forskyvning. Siden stålrammen er bærende, må ikke ytterveggen ta opp kreftene ovenfra. Alle de prefabrikkerte betongelementene har allerede åpninger skåret ut for enda raskere montasje.

3.3 Modellering

I oppgaven settes det opp et aksesystem for å bruke modelleringsprogrammene mer effektivt. Koordinatene i aksesystemet brukes til å navngi nærliggende rammeelementer. Aksesystemet baserer seg på aksesystem i tegninger fra Ruta. Generelt går akselinjene langs veggene med bærende elementer. Origo for aksesystemet er hjørnet på vestsiden av bygget. Linjer langs x-aksen, som er parallell med kortsiden, teller opp fra 01 til 11. Linjene parallell med langsiden går fra A til M. Disse går ikke nødvendigvis over vegger, men der bjelker tenkes plasseres. På sørsiden av bygget er det skrå del som faller utenfor forklart system. Aksene er ikke tegnet på ARCHICAD modeller, og på SAP er det et lokalt aksesystem. Figur 1 viser aksesystemet.

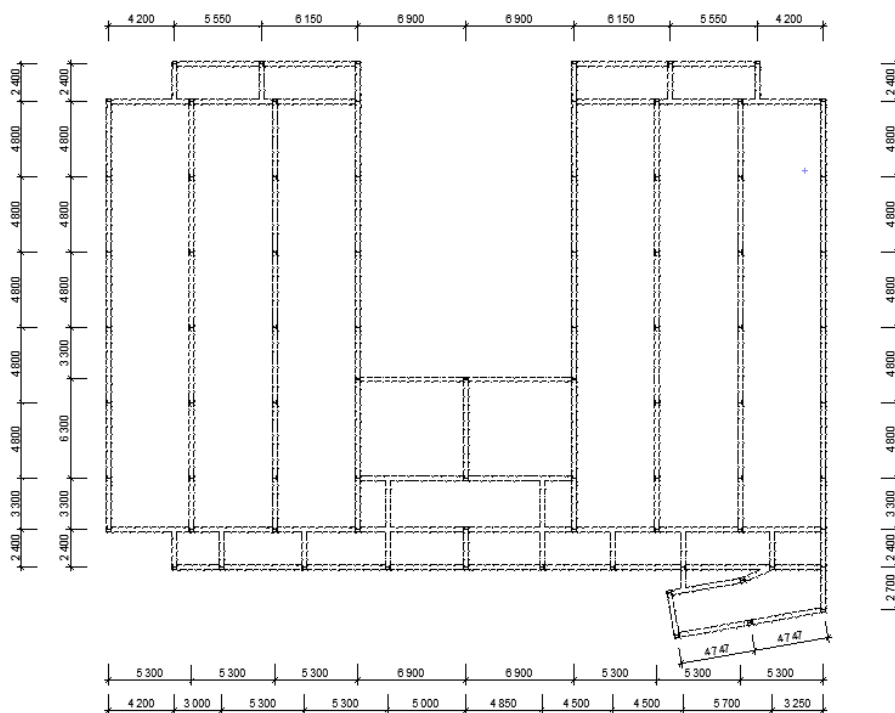


Figur 1: Plassering av aksesystemet på Øverhagaen. Utklipp fra vedlegg 9

Ramme

Oppbyggingen av stålrammen på fløyene kom ganske naturlig. Avgjørelsene var tatt å ha hulldekkene liggende parallelt med kortsiden av fløyene. På kortsiden er det et spenn på nesten 16m som vil gi et tykt dekke. Spennet kan ikke halveres fordi det er en gang gjennom midten av fløyene. Fløyene velges da å deles inn i tre like store deler på 5,3m. Dekket ligger oppå H-bjelker som går parallelt med langsiden. Søylene plasseres der bjelkene krysser innerveggene. Bjelkene får et gjennomsnittlig spenn på 4,8m. Taksperrene starter der søylene treffer rafta og går opp til mønen med en 32 graders vinkel. Bjelker binder de to langsidene sammen ved gavlveggene.

I grid 01 plasseres søylene med hensiktsmessig avstand. Det ligger en ekstra fløy der som ikke er del av del A som oppgaven tar for seg. Fløyen har samme søyleplassering og avstand som fløy 6 og 7. På nordsiden av midtdelen er det valgt å bare ha en søyle mellom. Det er fordi det ønskes å ha store vinduer der. Det skal også være store vinduer på sør-øst siden av fløy 7. Der er der to søyler for å unngå ekstremt store spenn på bjelkene. På nord-vest siden av fløyene er det en utvidet gang og trappeoppgang. Der plasseres søylene å hjørnene og i skillet mellom trapp og gang.



Figur 2: Søyle- og bjelkeplassering på 1. etasje. Utklipp fra Vedlegg 11

Avstivning

De fleste søylene i bygget antas være fast innspent. Det kommer av at de støpes inn i betongveggene fra kjelleren i bygget. Nesten hele del A ligger over kjelleren. Unntaket er trappene på nordsiden av bygget og skrå del på østhjørnet. Innspenningen gjør bygget mindre utsatt for horisontale krefter. Det hjelper også at de fleste andre knutepunkt er momentstive.

Selv om bygget har prefabrikkert betongyttervegger beregnes bygget som om den har ingen avstivning. Det er fordi veggene ble ikke modellert som skiver i dimensjoneringsprogrammet. Komplikasjoner oppstår når man har skiver som ikke er homogene. Betongelementene har åpninger for vinduer og dører som endrer egenskapene deres. Derfor er det brukt vindkryss mellom stålelementene for å holde bygget stivt nok til å motstå de horisontale kreftene.

Prosjektet har flere krav til avstivning. For det første skal det være så få vindkryss som mulig. Vindkryssene skal ikke blokkere dører, ganger og utsikt gjennom vinduer. Til slutt skal planløsningen endres i minst mulig grad fra original plantegning til Ruta. Det vil si at det man unngår å flytte vinduer, dører og vegger for å lage plass til vindkryssene. Plassering av vindkryss beskrives i 4.3 Avstivning.

3.4 Lastberegninger

3.4.1 Egenlaster

Egenlastene på konstruksjonen er bestemte ut ifra de permanente elementene i bygget. Verdier er hentet på grunnlag av valgte elementer og forutsetninger. Det skal videre nevnes at egenvekter for stålrammen ikke kunne bli bestemt før etter dimensjoneringen av bygget. Da har det i håndberegninger heller blitt valgt å gå ut ifra en HE-A 220 S355 bjelke som referanse. Til slutt er det gjort en forutsetning på at ekstra egenvekt vil forekomme på hulldekke. Dette kommer fra for eksempel eventuelt avretting, isolasjon eller fugemørtel.

| Elementer | Egenlast |
|-------------------------|------------------------|
| Hulldekke | 2,55 kN/m ² |
| Ekstratillegg for dekke | 1,0 kN/m ² |
| Saltak | 1,4 kN/m ² |
| Betongyttervegg | 25,8 kN/m ² |
| Innervegg | 0,7 kN/m ² |
| Stålramme – S355 | SAP 2000 |
| HE-A 220 – S355 | 0,50 kN/m |

Tabell 1: Egenlast av elementer

3.4.2 Nyttelaster

De ulike nyttelastene på konstruksjonen er bestemt på grunnlag av brukskategori for ulike områder i bygget, fra *NS-EN 1991-1-1 Tabell NA 6.1 - Brukskategorier*. (11) Fra tabellen ble kategori A valgt ut ifra bruksformålet til omsorgsbygget. Deretter ble brukskategorien for takene valgt etter *Tabell 6.9 – Kategorier for tak* fra samme standard. For saltaket ble kategori H valgt, og for flattaket ble kategori I valgt i henhold til valgt bruk. Nyttelasten i de ulike områdene finnes deretter ved å bruke *Tabell NA.6.2 – Nyttelaster på gulv, balkonger og trapper i bygninger*.

Ut ifra lineær interpolasjon for nyttelast på saltak, på bakgrunn av *Tabell NA.6.10 – Nyttelaster på tak for kategori H*, fikk vi en verdi på 0,45 kN/m² på saltakene i bygget. Nyttelasten for tak H inkluderes allikevel ikke i beregningene ettersom det ikke gjøres i kombinasjon med snølasten for tak kategori H. Videre antas det flate taket å bli brukt like mye som det kalde loftet, altså legges det inn samme nyttelast.

| Område i bygget | Kategori for belastet område | Dimensjonerende nyttelast |
|-----------------|--------------------------------|---------------------------|
| Dekke loft | A – Loft med begrenset tilgang | 1,0 kN/m ² |
| Dekke 2.etasje | A - gulv | 2,0 kN/m ² |
| Saltak | H – Takhelning 32° | 0,45 kN/m ² |
| Flattak | I – Loft med begrenset tilgang | 1,0 kN/m ² |

Tabell 2: Brukscategori og nyttelaster på konstruksjonen

Til slutt skal det nevnes at det er trapper i bygget hvor nyttelasten egentlig bør settes til 3,0 kN/m² ifølge standarden. Allikevel velger vi å sette nyttelastene i disse områdene lik 2,0 kN/m² for å gjøre håndberegninger og input i programvarer lettere.

3.4.3 Snølast

NS-EN 1991-1-3 Tabell NA.4.1(901) – Karakteristisk snølast på mark for kommuner og Svalbard (12) gir oss karakteristisk snølast på 4,5 kN/m² for Røros kommune. Videre gir *Kartverket* at bygget ligger ca. 654 meter over havet, (15) som er lavere enn høydegrensen for kommunen, og dermed trengs ingen økning av den karakteristiske snølasten på mark.

| Kommune | S _{k0} [kN/m ²] | H _g [m] | ΔS _k [kN/m ²] | S _{k, maks} [kN/m ²] |
|---------|--------------------------------------|--------------------|--------------------------------------|---|
| Røros | 4,5 | 750 | 1,0 | 7,5 |

Tabell 3: Snølastdata for Røros kommune i Trøndelag

Prosjektbygget har både saltak og flattak. Dermed vil vi få litt forskjellig verdi på den dimensjonerende snølasten ettersom de har forskjellig formfaktor. I tillegg skal det bemerkes at det forutsettes normal topografi på Øverhagaen. Setter da eksponeringsfaktoren lik 1,0. Videre vil ikke takelementene på bygget ha høy varmegjennomgang, og dermed settes også den termiske koeffisienten lik 1,0.

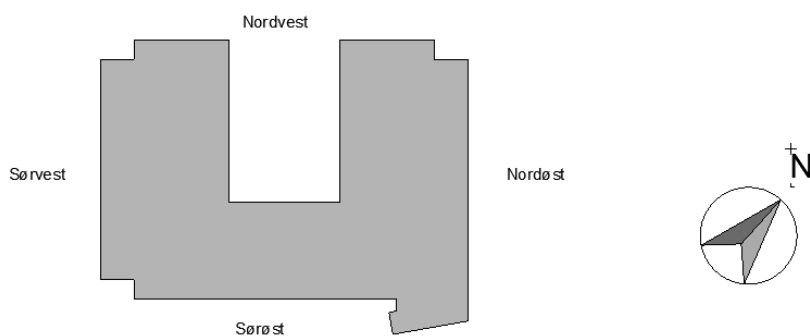
Ut ifra formel for snølast, og de forutsetninger tatt for prosjektet, får man altså de dimensjonerende verdiene på snølasten som oppgitt i tabell 4 under.

| Type tak | Karakteristisk snølast, S_{k0} | Formfaktor, μ_1 | Dimensjonerende snølast |
|----------|----------------------------------|---------------------|-------------------------|
| Flattak | 4,5 kN/m ² | 0,800 | 3,6 kN/m ² |
| Saltak | 4,5 kN/m ² | 0,747 | 3,36 kN/m ² |

Tabell 4: Dimensjonerende verdier på snølast for tak

3.4.4 Vindlast

Det er foretatt noen antagelser og forenklinger av Eurokode 1 del 1-4: vindlaster. (13) Formler og utregning er vist i vedlegg 7 Tabell NA.4(901.1) er brukt for å finne $v_{b,0}$ for Røros. Data fra Kartverket setter kotehøyden til tomte på 654,0 moh. (15) Man ser også fra kartene at fasadene peker ikke direkte mot de fire himmelretningene, men heller midt mellom. Dermed velges det å se på fire situasjoner når det gjelder vindlasten; en for hver av vindretningene som treffer fasadene direkte. Med utgangspunkt i orienteringen til fløyene kalles den nordlige kortsiden for fasade NV. Samtidig vil den nordlige langsiden være NØ, sørlige kortsiden være SØ og sørlige langsiden SV. Ingen interpolasjon er foretatt på verdiene man får for Trøndelag øst i Tabell NA.4 (901.4). For resten av faktorene brukt i formel (NA.4.1), er det brukt ugunstigste verdier på 1,0.



Figur 3: Orienteringen til prosjektet del av Øverhagaen. Skjermutklipp fra vedlegg 9

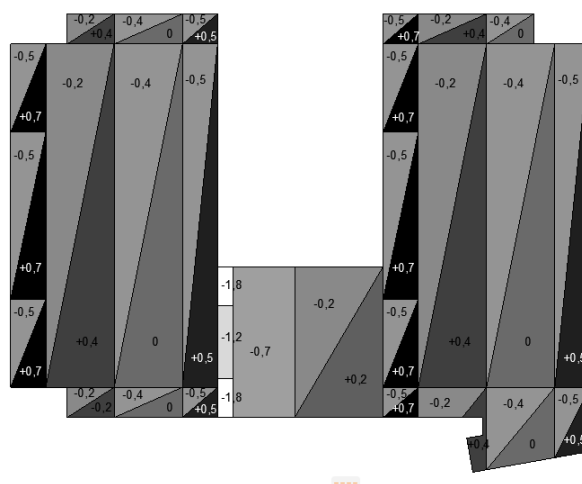
Videre i vindlastberegningen tas det hensyn til terrenget. Omsorgsboligen ligger på utkanten av byen som gjør at terrengkategorien vil være varierende basert på hvilken retning vinden kommer fra. Til tross for dette er det valgt en konservativ beregning der bygget er i terrengkategori II ifølge Tabell NA.4.1. Noen vil kanskje si at det er nok bygg og hindringer foran de mest utsatte vindretningene at det er rettere å plassere de sidene i terrengkategori

III. For resten av verdiene i utregningen er det brukt anbefalte verdier i nasjonalt tillegg. Vindhastighetstrykket er antatt uniform fordelt utover fasaden med høyden i motsetning til økende. Det vil si at trykket på bygget ved mønen (14m) er påført resten av bygget. Eller med andre ord er antas det at hele bygget er 14m over terrenget.

Formfaktor

Til tross for forenklingen med høyden er det fortsatt tatt hensyn til formfaktoren til bygget. Standarden viser bare hvordan man beregner utvendig formfaktor for enkle bygg. Omsorgsboligen består av enkle deler som kan utregnes ved hjelp av standarden sine modeller. Problemet er at eurokoden ikke har beregningsmetoder for komplekse sammensatte konstruksjoner som omsorgsbygget. For å komme rundt problemet deles bygget opp i tre deler; Fløy 6, fløy 7 og midtdelen. På disse delene regnes lasten individuelt og påføres bygningsdelene som om det ikke er noen bygg rundt. Unntaket er hvis fasaden er direkte blokkert av en annen flate.

Deler av bygget som ikke er direkte del av forenklingen får formfaktoren til nærmeste tilsvarende flate som har blitt beregnet. For eksempel at taket til trappegangene på utsiden av fløyene vil ta formfaktorene til saltaket ved siden av. Tilsvarende har veggen til trappegangen samme formfaktor som veggen ved siden av. Metoden brukt gir ikke intuitive verdier på enkelte deler av bygget. For eksempel når vinden kommer fra nord-vest retning ville man antatt at det oppstår høytrykk mellom fløyene, i hesteskoen, fordi fløyene virker som en trakt. Beregningsmodellen brukt gir derimot sug på fløyene ettersom den antar lavtrykk rundt hjørnet på nord-vestsiden etter at vinden treffer fasaden midt på. Vedlegg 8 viser fordelingen av formfaktor på bygget ved alle vindretninger.



Figur 4: Eksempel på fordeling av utvendig formfaktor. Skjermtklipp fra vedlegg 8

Formfaktoren er basert på kapittel 7 i eurokoden. (13) Utvendig formfaktor er beskrevet i avsnittet over. For innvendig formfaktor er antas det ugunstigst tilfelle ved hvert flate. For eksempel kan en vegg ha både trykk og sug. Det velges alltid innvendig formfaktor som forsterker det utvendige. Selv om det antyder at det innvendig vindtrykket kan være i både trykk og sug i samme rom. En ugunstig situasjon som beregningsmetoden ikke tar hensyn til når to krefter som motvirker hverandre. Formfaktorene kombineres i vedlegg 19 når lastfordeling beregnes.

3.5 Lastkombinasjoner

I oppgaven er det valgt å legge vekt på lastkombinasjoner ved bruddgrensetilstand STR: brudd eller for store deformasjoner i konstruksjonen eller konstruksjonsdelene. Dette er på bakgrunn av at denne tilstanden virker mest opptredende, ut ifra forutsetningene satt på konstruksjonen. *Tabell NA A1.2(B) – Dimensjonerende verdier for laster (STR/GEO) (Sett B) fra NS-EN 1990 lastkombinasjoner* oppgir bruksmetode. (10) Tabellen oppgir to ligninger som man skal sjekke for. Den ligningen som gir størst verdi ved kombinasjon av laster er dimensjonerende.

Dette er videre blitt gjort for hvert enkelt plan i bygget, og resultatene viser at *Ligning 6.10b* generelt er dimensjonerende på bygget, se vedlegg 3. Tabell 5 viser videre et eksempel av en lastkombinasjon på saltaket:

| | Last [kN/m ²] | Last-type | Lastfaktor |
|----------|---------------------------|----------------|------------|
| Saltak | 1,4 | Permanent last | 1,2 |
| Snølast | 3,36 | Variabel last | 1,5 |
| Vindlast | 1,004 | Variabel last | 1.05 |

Tabell 5: Lastkombinasjon for saltak

Til slutt skal det nevnes at bruksgrensetilstander ikke er tatt mye hensyn til i oppgaven. Dette er fordi hovedfokuset er at rammen skal klare å bære de opptredende lastene. Bruksgrensetilstanden er hovedsakelig brukt for å velge dimensjon på hulldekke.

3.6 Dimensjonering av hulldekker

For å dimensjonere hulldekker ble det gjort en enkel overslagsberegning ved å bruke figurer som avhenger av spennvidder og bruksgrenselast. Figuren brukt er tatt fra Spenncon sin nettside. (16) Den viser hvilket hulldekke som er aktuelt for nødvendig spennvidde og opptredende bruksgrenselast. Følger man diagrammet skal utvalgt hulldekke oppfylle ønskede behov.

I bygget skal dekke legges horisontalt. Da er største spenn mellom dekker på ca. 7 meter. Videre er det utarbeidet bruksgrenselast på hver etasje i *vedlegg 3*. Når denne informasjonen settes inn i figuren får vi at hulldekke 200 holder for hver etasje. Altså er hulldekke HD-200 valgt for etasjeskillere, og flatt tak.

3.7 Kalkyleberegning

Det er brukt relativt enkle metoder for å beregne utslipp og kostnad på prosjektet. Først velges elementene i *Norsk Prisbok* som har mest til felles med elementene i trebygget. (14) Deretter må man bestemme hvilke typer elementer som ønskes å bruke på stål og betongbygget. Element ID fra prisboka er beskrevet Vedlegg 17.

Neste steg er å beregne overflatearealet til alle elementene. ARCHICAD modellen brukes til å måle opp arealet til alle veggene, dekkene og taket. Stålbjelker i prisboka regnes etter antall kilogram. Da måles lengdene på alle stålelementene, slik at man bare trenger å tilføre informasjon om masse per lengdeenhet av profilet. Overflateberegninger er vist på Vedlegg 16.

Kalkylen skal analysere CO₂ utslipp, byggekostnad, årskostnad og total pris over byggets levetid. De tre første beregningene er antall enheter multiplisert med prisboka sin enhetspris og -utslipp. Total pris derimot er årskostnaden for enkelte elementer ganget med 50 år. Det bemerkes at prisboka antar 60 år når de regner årskostnad. Dette er ikke så viktig fordi total pris er ment for å gi et bilde over hva det kan koste til slutt.

Prosjektet deles inn i mindre deler for å sammenligne dem og utføre bedre analyser. Delene er bæring, yttervegger, innervegger, dekker og tak. Vi sammenligner også summen av alle delene. Da kan man få en oversikt over hvor i prosjektet pengene går og hvilke deler som har størst utslipp. Prisboka har et eksempelbygg som har mye til felles med dimensjonert stålbygg.

Den består av en stålramme med hulldekker. Eksempelbygget brukes for å kvantifisere påvirkningen til de analyserte kontoene opp mot hele omsorgsboligen.

Kapittel 4 - Dimensjonering

Denne delen av oppgaven omhandler fremgangsmåten for dimensjoneringen av stålkonstruksjonen, og diskusjon av resultater. SAP 2000 har blitt brukt gjennom hele dimensjoneringsprosessen. Samtidig har resultater fra dataprogrammet blitt sjekket opp mot beregninger eller sunn fornuft. Dimensjoneringen gikk frem på å først påføre de opptredende lastene på konstruksjonen, deretter velge avstivningssystem, og til slutt bruke SAP til å få anbefalte verdier på elementer. Aller sist ble det gjort beslutninger av dimensjoner på elementene i bygget. Da var hensikten å redusere antall forskjellige profil på byggeplassen, slik at byggeprosessen ville foregå mer gunstig.

4.1 Påføring av vertikale laster

Påføringen av de vertikale lastene på bygget går hovedsakelig ut på å sette beregnede egenlast, nyttelaster og snølaster inn der de opptrer i konstruksjonen. Selve påføringen av lastene ble gjort først separat i ulike plan av bygget, også senere gjort samtidig. Dette er fordi de vertikale lastene på bygget virker i samsvar med hverandre, og det kan oppstå store usikkerheter dersom man setter inn alt samtidig i modellen. Ved å ta ulike plan hver for seg forsikret vi oss om at feil/problemer ble oppdaget underveis. De ulike partiene av bygget som er tatt hver for seg er da saltaket, loft og flattak, og 2. etasje.

4.1.1 Håndberegninger

Håndberegningene utført er på grunnlag av enkle statiske systemer. Dekker antas å ligge fritt opplagt på bjelker, og bjelker antas å ligge fritt opplagt på søyler. Videre regnes det ut fremtredende krefter på forskjellige bjelker og søyler. Det er lagt stor vekt på at krefter på søyler er riktige ettersom de er sentrale for bæringen. Dette er tydelig vist på *vedlegg 4* hvor nesten hver enkelt søyle er tatt hver for seg.

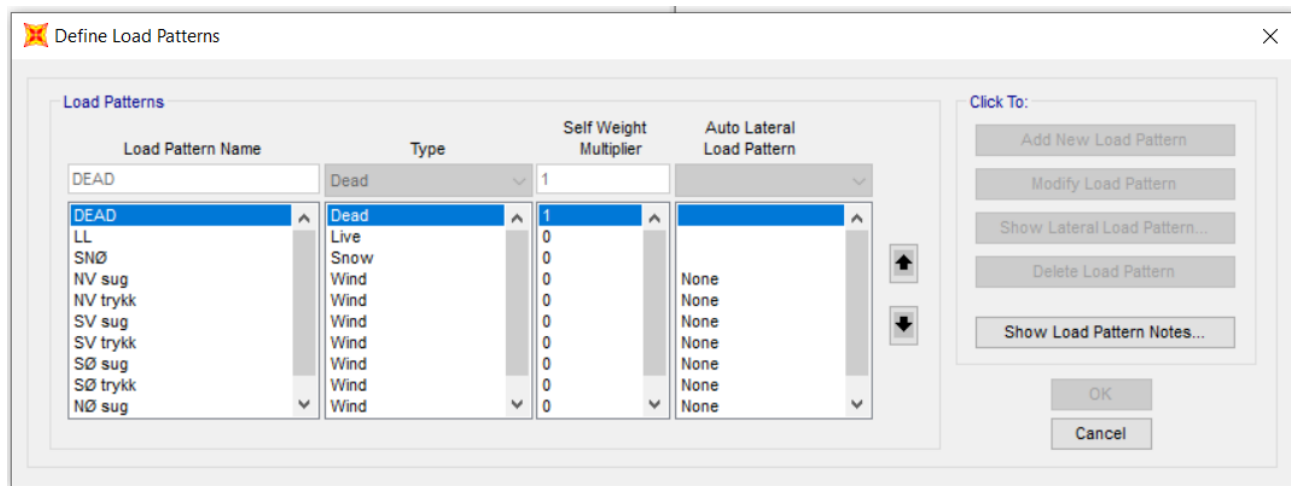
Med hensyn på ressurser og tid er det videre gjort noen forutsetninger i beregningene. Den første er på bakgrunn av at konstruksjonen består av nesten to helt identiske deler. Dermed blir bare fløy 6 og halvparten av det flate taket beregnet på. Videre er disse resultatene speilet i den andre delen av bygget. Gruppen ser bort i fra den utstikkende delen på fløy 7.

Det finnes en rekke søyler som ikke er hensiktsmessige å regne på, grunnet deres plassering til andre bærende elementer. Opptredende krefter vil ikke være dimensjonerende, ettersom lasten kan bæres av mange elementer. For eksempel rad 01 og 02, hvor en rekke søyler er

plassert nært hverandre. Her er det ikke hensiktsmessig å se på dem hver for seg, men isteden går man ut ifra den søylen som vil være mest belastet.

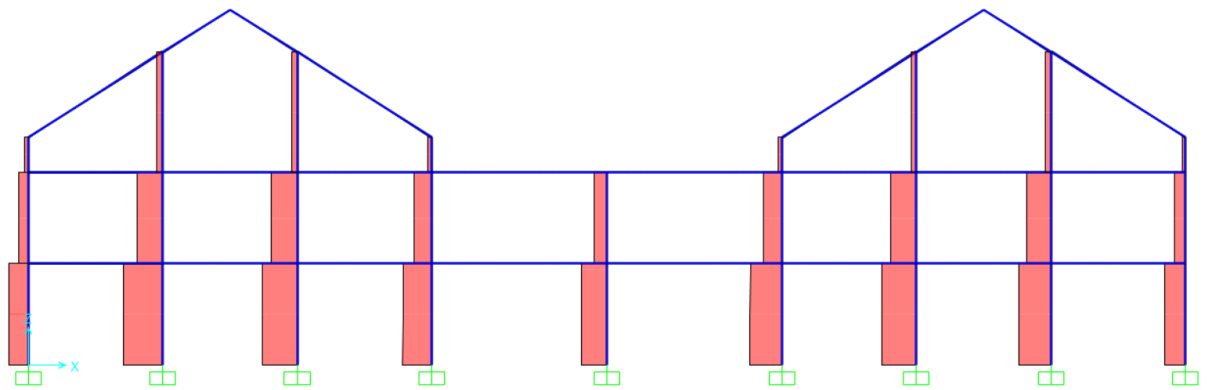
4.1.2 SAP 2000

Med håndberegninger som grunnlag ble deretter de opptredende vertikale lastene påført ulike partier i bygget hver for seg. Utgangspunktet for lastpåføringen var en SAP-modell av stålrammen. I tillegg til de ulike last typene som ble lagt til ved å bruke kommandoen *load patterns*.



Figur 5: En rekke last typer i *load patterns* menyen - SAP 2000

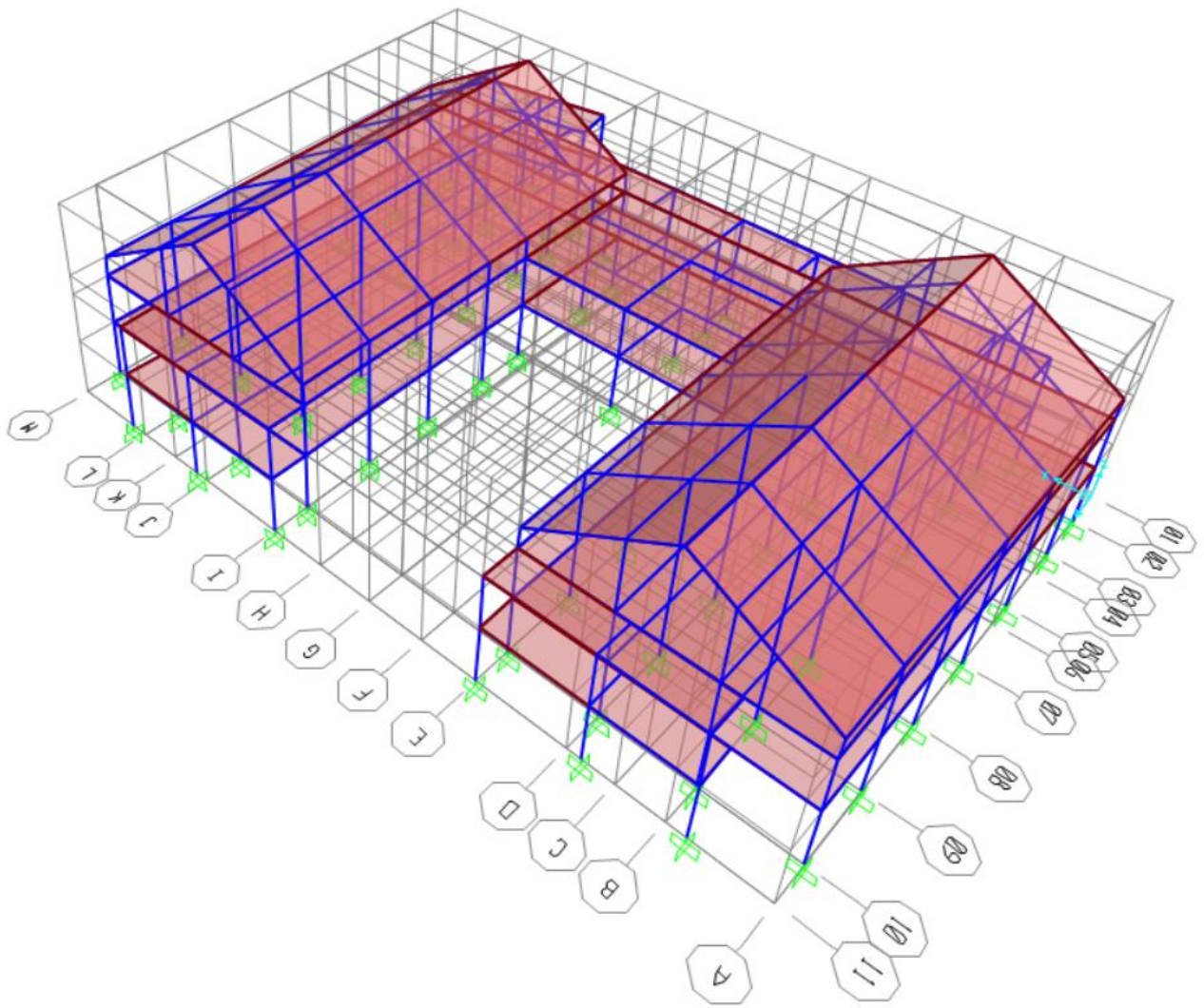
De vertikale lastene ble enten påført som områdelast på plater (*area loads*), eller direkte på stålrammen (*frame loads*). Laster på for eksempel etasjeskiller ble lagt rett på elementet, og videre gitt kommando om å fordeles til konstruksjonen. Derimot ble laster fra vegger påført direkte på rammen. Dette er fordi dataprogrammet er optimalisert til å overføre laster på ulike måter. Lastoverføring fra skiver kan være komplisert. I oppgaven ble dette løst ved å regne ut lasten fra vegger for hånd, og så påføre de på rammen. Eksempel på resultantlaster på modellen etter krefter er påført er vist på figur 6



Figur 6: Analyse av aksialkrefter som forekommer på snitt 02. Hentet med *analyze*-kommandoen – SAP 2000

Det ble hovedsakelig produsert tre delmodeller for å påføre de vertikale kreftene, og til slutt en hovedmodell som er satt sammen av alle delene. Disse består av modell for saltak, modell for loft og flatt tak, og modell for andre etasje, som modellert på *vedlegg 5*. Fordelen med dette er at det er mer nøyaktig og man har mer å sammenligne resultater med. Ulempen derimot er at det kan ta mye tid.

I oppgaven går selve prosessen på SAP ut på å sørge for at hver delmodell, i rekkefølge fra saltak og nedover, er påført lastene riktig. For å se om det er gjort korrekt bruker man *analyze*-kommandoen på programmet, og ser på hvordan lastene opptrer. Dette blir så sammenlignet med håndberegninger fra Mathcad. Dersom feilmarginen er liten, eller begrunnelse av feil er forstått, er modellen godkjent. Dette blir videre gjort for hver modell, helt til man til slutt står igjen med en ferdig modell med riktig påførte vertikale laster.



Figur 7: Hovedmodell, satt sammen av delmodellene, med alle vertikale krefter påført – SAP 2000

4.1.3 Resultat

Opptredende resultat fra SAP 2000 og håndberegninger er for det meste godkjent på bakgrunn av en forutsett feilmargin. På tabell 6 fra *vedlegg 6*, ser man et eksempel på dette. Et konstant avvik finnes, men det er ikke stort nok til å tro at noe feil er gjort. Søyler ble brukt som referanse for sammenligning ettersom det er der vertikale krefter fra rammen vil overføres.

| Dimensjonerende laster på søyler | | |
|----------------------------------|----------|-----------------|
| | SAP 2000 | Håndberegninger |
| A | 449 kN | 456 kN |
| B | 594 kN | 585 kN |
| D | 599 kN | 585 kN |
| E | 459 kN | 456 kN |

Tabell 6: Opptredende laster på fløy 6, rad 08

På den andre siden var det noen søyler som viste seg å ha store forskjeller ved sammenligning. Når denne store differansen oppstår er det viktig at man vet hvor den stammer fra. På tabell 7, vises søyler som har stor feilmargin. En av søylene tar opp mindre krefter enn beregnet, og den andre tar opp mer. Da er det logisk å anta at det er gjort en feil i tolking av lastfordelingen i programmet eller håndberegninger. Altså er det viktig at feilmarginer tolkes riktig, og logiske beslutninger gjøres på bakgrunn av dem.

| Dimensjonerende laster på søyler | | |
|----------------------------------|----------|-----------------|
| | SAP 2000 | Håndberegninger |
| A | 442 kN | 456 kN |
| B | 718 kN | 585 kN |
| D | 433 kN | 585 kN |

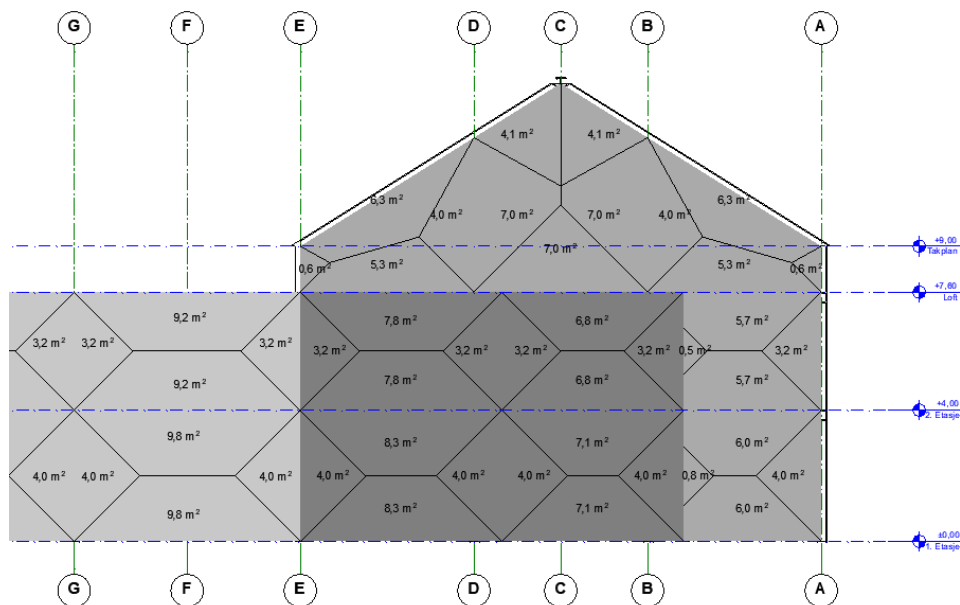
Tabell 7: Opptredende laster på fløy 6, rad 05

4.2 Påføring av horisontale laster

Prosjektgruppa så for seg to måter å påføre vindlast på bygget. Første metode er å påføre lasten på skiver i SAP 2000, og den andre er å beregne en fordelt last som kan settes på rammen. Metode 1 tar nytte av en funksjon i SAP som lar brukeren velge standard, og sette inn variabler for lokale forhold som påvirker vinden. Etter det trenger programmet å vite formfaktoren til forskjellige skiver. Denne metoden er ikke valgt fordi man ønsker ikke å

modellere skiver i SAP modellen. I tillegg kan metoden bare være så presis som størrelsen skiven. Det innebærer å måtte lage og binde sammen mange mindre skiver.

Dermed er metode 2 for å modellere vindlast på bygget valgt i oppgaven. Den innebærer å påføre vindlasten på sperrer, søyler og bjelker. Lasten er summert for hvert individuelt element og påført som en jevnt fordelt last utover den. Hvert element tar opp kreftene til arealet av skiven nærmest elementet. Unntaket er på taket der kreftene ikke påføres til enkelte bjelker fordi platen er sett på som en enveis plate. Oppgaven ser ikke på kjelleretasjen, men det antas at noe av kreftene fra veggen blir tatt opp av kjelleren. Av hensyn til at i de fleste tilfellene er krafta større på midten av bjelken enn det er på endene er det lagt til en faktor mellom 1,0 og 1,5 som skal gjøre opp for denne forskjellen. Da forsikres det at momentet på midten er tilsvarende hva den faktisk er. All informasjon om hvor stor vindlasten er på bjelkene er gitt i Vedlegg 19.



Figur 8: Arealinndeling av rammen sett fra NV. Skjermutklipp fra vedlegg 12

Hvert rammeelement i SAP2000 modellen har den jevnt fordelte lasten påført. Det er åtte forskjellige vindlaster på SAP. To for hver av de fire himmelretningene på fasadene. Den ene er for trykk og den andre er for sug. Da tas det hensyn til vindstyrke og alle mulige retninger vinden kan komme fra. Trykk og sug tar hensyn til forskjellen som kommer av at samme vind kan gi både trykk og sug på takflater, men at veggflatene forblir det samme.

SAP programmet tar hensyn til både trykk og sug ved å multiplisere vindlasten med positive og negative lastkombinasjoner med samme absoluttverdi. Dette er ugunstig på grunn av at vindlasten er sjeldent den samme når den virker i trykk og i sug. For eksempel hvis vinden

treffer en fasade midt på vil den være i trykk. Den samme fasaden vil aldri komme i sug som resultat av den samme vinden i lik retning. Dersom vinden kommer fra motsatt retning vil fasaden komme i sug, men krafta til vinden og utvendig formfaktor er ikke den samme som medfører også en unøyaktig fremstilling. Det betyr at alle lastkombinasjoner med negativ kombinasjonsfaktor for vindlast kan sees bort i fra.

Noe SAP2000 ikke klarer å beregne er ugunstige situasjoner der vinden ikke virker for fullt på hele bygget. For eksempel kan det være et element som har høyere spenninger når enkelte laster ikke virker. I oppgaven har man ikke navigert rundt dette problemet. Det ville forårsaket å vurdere og sette inn mange nye lastsituasjoner. Dette er hverken effektiv bruk av tiden eller sannsynlig at man får noe gevinst for det.

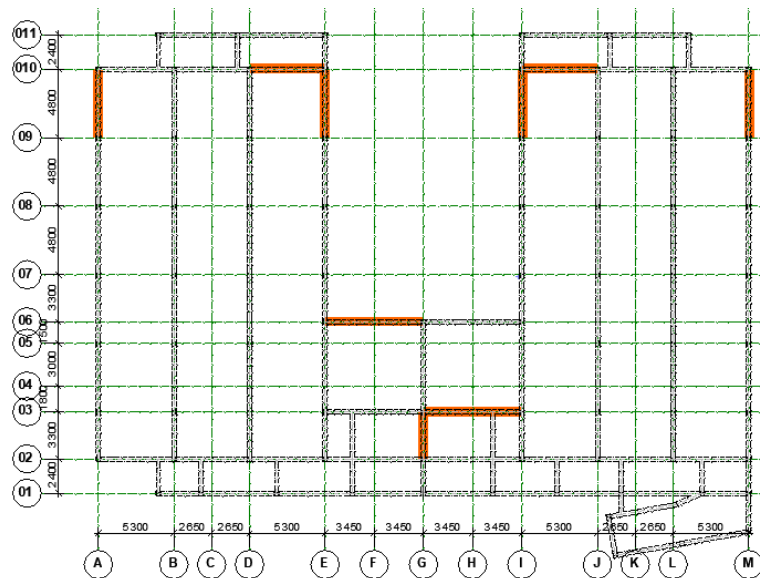
4.3 Avstivning

Oppgaven presenterer fire løsninger som ble laget i SAP2000 for å sammenlignes. De oppfyller kravene presentert i 3.3 *Modellering* til varierende grad. Oppsummert skal vindkryssene plasseres slik at utformingen til omsorgsboligen endres minst mulig. Det vurderes i hvert tilfelle om løsningen gir såpass god avstivning for bygget at det er verdt å bruke, selv om den ikke oppfyller alle krav. Felles for alle løsningene er at de har ni vindkryss. Tre i hvert av fløyene og tre i midtdelen. Da er hver del avstivet i tre forskjellige plan.

Sjakter i bygg pleier å ha sterke vegger som gir god stivhet til konstruksjonen. Bygget har flere sjakter, men de største ligger midt i bygget. Det er nemlig der heissjakten og trappeoppgangen er. Som nevnt tidligere er ikke veggskiver med i modellen. Dermed prioriteres det å plassere vindkryss der veggene hadde vært. Derimot kan vindkryss fjernes hvis det dokumenteres at veggene klarer å gi nok stivhet til bygget.

4.3.1 Løsning 1

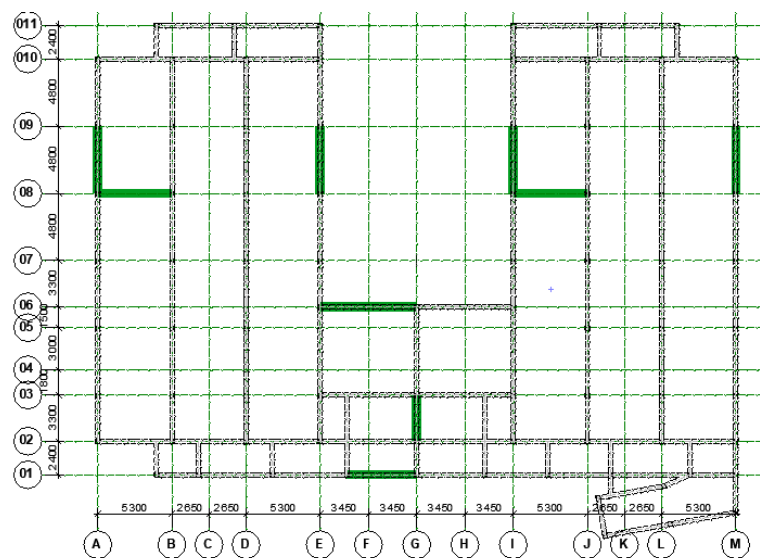
I første løsning er det forsøkt å spre avstivningsplanene så langt fra hverandre i bygget. Vindkryssene i midtdelen avstiver hovedsakelig vinden i sørlig halvdel av bygget. Fløyene er avstivet i nordlig del. Tanken er at de avstiver delene av bygget som er slankest og lengst fra avstivet midtdel. Løsning krever fjerning av en terrassedør og en balkongdør. Seks vinduer kommer til å ha vindkryss gjennom dem og fire andre vinduer kan flyttes til mindre solrik fasade for å unngå vindkryss gjennom dem.



Figur 9: Vindkryss plassering for løsnning 1. Skjermutklipp fra vedlegg 13

4.3.2 Løsning 2

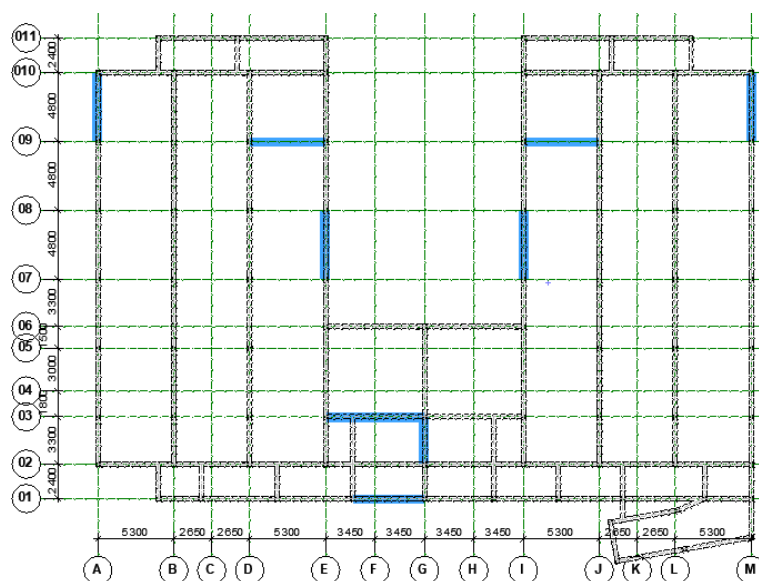
Andre løsnning har mye til felles med første, men avstivningsplanene i fløyene er flyttet lenger sør for å ta opp mer av spenningene i midtdelen. Det har åpnet opp muligheten for å flytte en av vindkryssene i midtdelen til den sør-østlige fasaden. Avstivningen i fløyene er ikke symmetrisk her. Avstivningen i x-retning er plassert ved den sør-vestlige fasaden. Det er fordi fasaden har de største vindkreftene på den og det reduserer bjelkene i trykk. Løsningen kommer på bekostning av to dører som må fjernes og ti vinduer med vindkryss over dem.



Figur 10: Vindkryss plassering for løsnning 2. Skjermutklipp fra vedlegg 13.

4.3.3 Løsning 3

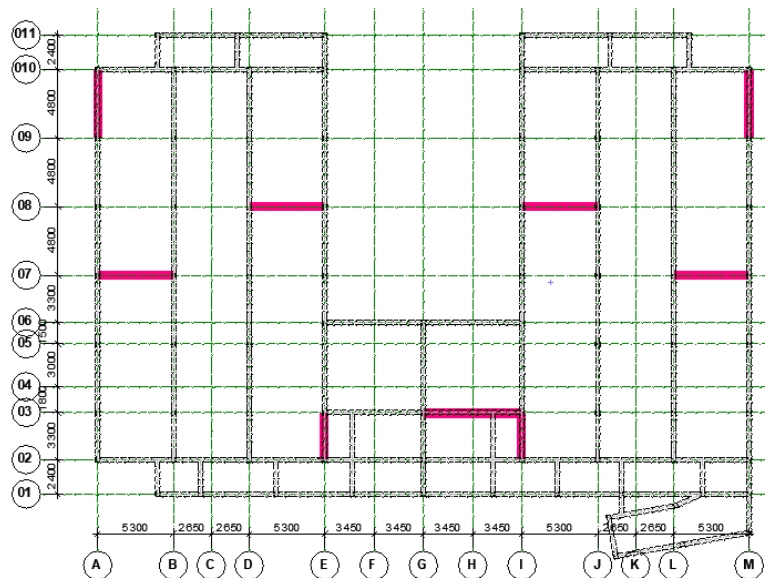
Tredje løsning prøver å fordele vindkryssene jevnt utover hele bygget. Da blir det mulig mindre arm til kreftene som reduserer momentet. Ulempen er at spredningen kan gi ugunstige vridninger i bygget. Fløyenes avstivning i y-retning er fordelt slik at en kan ta opp laster fra sør og den andre laster fra nord. Ulempen med fordelingen er at vindkryssene i taket ikke møter hverandre ved mønene. Avstivningen i x-retning er mot toppen av bygget. Selgepunktet på denne løsningen er at avstivning i midtdelen ikke er i ytterveggen. Da må man bare flytte fire vinduer og ha fire andre vinduer med vindkryss gjennom dem.



Figur 11: Vindkryss plassering for løsning 3. Skjermtutklipp fra vedlegg 13.

4.3.4 Løsning 4

Frem til nå har fløyene hatt to avstivningsplan i y-retning og midtdelen hatt to i x-retning. Løsning fire bytter om på den fordelingen. Fløyene avstiver i y-retning på nordsiden mens midtdelen avstiver bygget i sør. Fløyene er avstivet i x-retning nærme midten av hver fasade. Siden de er relativt nærme midten kan man avstive midtdelen borte fra ytterveggen. Løsningen oppfyller kravspesifikasjonen best, ettersom vindkryssene kan gjemmes i alle veggene så lenge fire vinduer flyttes til nordlig fasade av bygget.



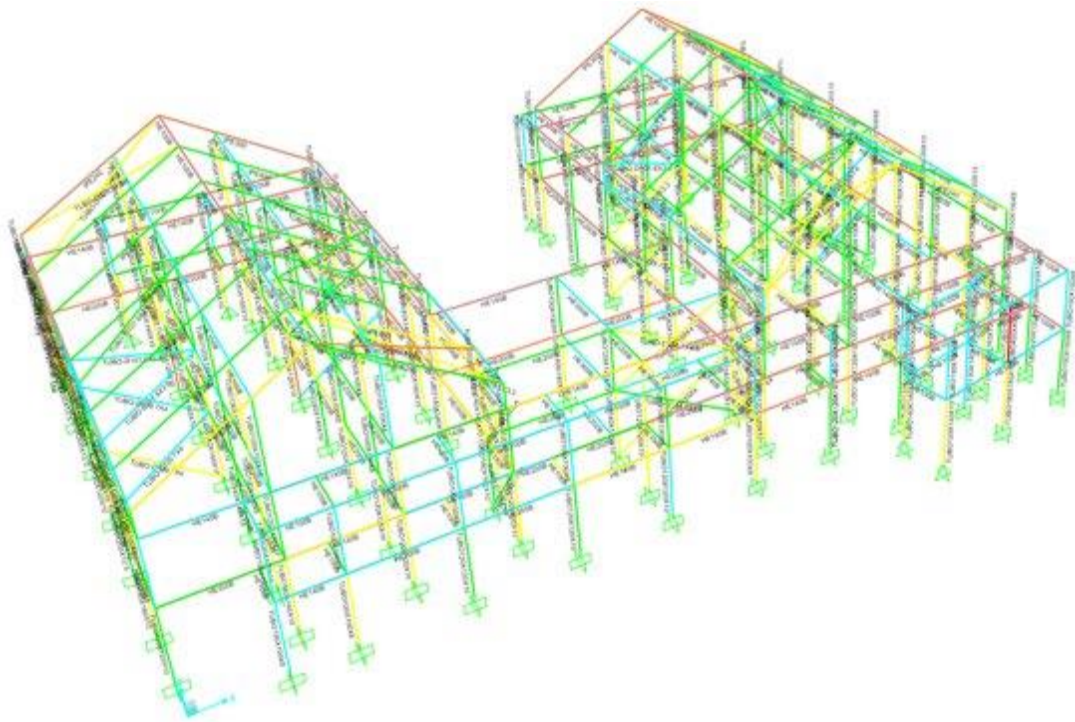
Figur 12: Vindkryss plassering for løsning 4. Skjermutklipp fra vedlegg 13

4.3.5 Analyse av avstivning

Vedlegg 14 viser analyseresultatene til alle fire avstivningsløsninger ved de fleste snittene. Der er det gitt profilstørrelse og utnyttelsesgrad. Den mest effektive løsningen ble basert hovedsakelig på profilstørrelsen. Mindre tverrsnitt på rammeelementene betyr at kreftene som virker på dem også er mindre. Noen løsninger har mindre dimensjoner enkelte steder, men større ved andre.

To løsninger viser seg å være bedre enn de andre. Ved løsning fire har man mulighet til å redusere bjelkestørrelsen fra H300 til H200. Det er bare fire bjelker som må være H300. Da kan man ha noen unntak for de større spennene og ellers ha H200 på resten for en relativt enkel byggeprosess. Løsning 1 er også en gjennomførbart måte å avstive bygget. Der bør man bruke H300 på alle bjelkene, men søylene i midten av bygget vil ha en sidelengde på 140mm, ovenfor 160 som alle andre krever. Fjerde løsning velges for bruk senere i oppgaven. Det skyldes at bjelkene står for en større andel av stålvolument til bygget. Man slipper også å måtte fjerne og flytte like mange åpninger i bygget som ved første løsning.

For å virkelig kvantifisere hvor effektiv avstivningen er, har man sammenlignet løsning fire med rammen uten avstivning. Vi ser på både samme ramme uten vindkryss, og en ramme uten momentstive opplagere. Her ser man at søylene er betydelig større uten avstivning. Når opplagerne er fritt dreibare må dimensjonene på søylene gå opp fra 200 til 260. Selv når de er momentstive så må sidene på de firkantede hulprofilene opp til 220mm. Vedlegg 14 har alle dimensjonene til hele bygget sammenlignet med andre løsninger.



Figur 13: Minste dimensjon og utnyttelse av rammeelement basert på løsning 4.

4.4 Resultat

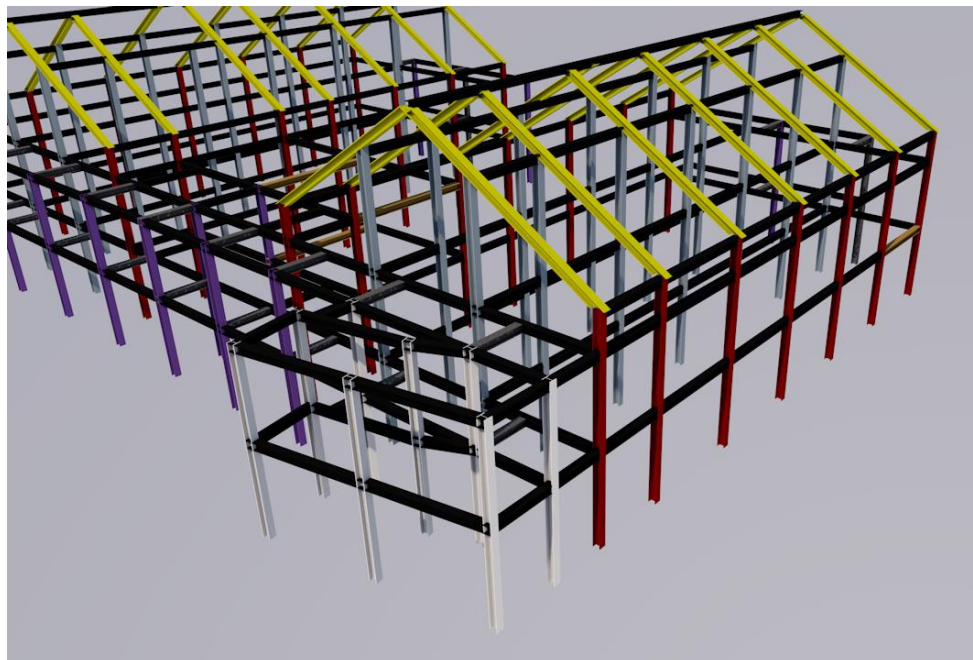
Etter at alle laster er blitt påført, og avstiving av rammen er blitt valgt, ble dimensjonsstørrelse på elementer i stålrammen bestemt. Disse dimensjonsstørrelsene er blitt gjort på bakgrunn av en rekke valg som blir reflektert på til slutt.

4.4.1 Dimensjonsstørrelse

Vedlegg 14 viser minste dimensjonsstørrelse for alle elementene. Det er upraktisk på en byggeplass å ha mange forskjellige profiler som går i forskjellige plasser. Derfor er det valgt ut fire forskjellige profiler. Søylene som går på langsiden av fløyene, skal ha en sidelengde på 200mm. Alle disse søylene går opp til rafta og har samme lengde på 9m. Rakkene med søyler ved midten av fløyene settes til 160mm. Søylene under flattaket har samme lengde, men det er såpass stor variasjon at det velges to forskjellige dimensjoner. Den skrå delen på østsiden av bygget har de mest utsatte søylene. De settes til 260mm, mens resten av søylene velges som 120mm.

Når det gjelder bjelkene skal de også ha et mangfold forskjellige tverrsnittstørrelser. Tre av de lengste bjelkene i midtdelen, og en av bjelkene med standard lengde på fløy 7, må være H300 eller større. Siden resten av bygget ikke trenger så store dimensjoner velges bare de fire bjelkene til å være H300B. Det er et stort antall korte bjelker som binder ytterveggen på

sørøst-siden av bygget med resten av bygget. De settes til H140B mens alle andre bjelker er H200B. Alle sperrene skal være IPE-bjelker med høyde 450mm. Et utvalg stålrør brukes på vindkryssene. De aller fleste skal være D159, men enkelte må være litt større. Vindkryssene på taket og midtdelen må være enten D244 eller D323.



Figur 14: Fordelingen av profiler på rammen. Skjermtutklipp fra vedlegg 15

Som nevnt i 3.6 *Dimensjonering av hulldekke* er HD-200 brukt som hulldekke. Videre er ytterveggen ikke bærende, så dimensjonen bestemmes av varmetapet istedenfor mekaniske egenskaper. Det velges et tverrsnitt med isolasjonstykkelse som oppfyller *TEK17* krav til U-verdi for yttervegg. (8)

4.4.2 Refleksjon av resultater

Bygget er såpass komplekst at det er umulig å beregne alle søylene og bjelkene uten å bruke et dataprogram. Da må man stole på resultatene som programmet presenterer fordi man ikke kan sjekke alt. Egne beregninger viser at de aller fleste søylene har korrekte krefter og dimensjoner. Det skyldes at de rektangulære enveisplatene fordeler lastene veldig lik egne beregningsmodeller. Allikevel er det nesten alltid en feilmargin som finnes.

De største feilmarginene i denne oppgaven oppstår på grunn av forskjeller i antydninger mellom håndberegninger og dataprogram. Eksempelvis er egenlasten på rammen i håndberegningene og SAP annerledes, ettersom SAP ender opp med en annen bjelke enn antatt. I tillegg består denne konstruksjonen av flere forskjellige elementer som virker i

samsvar med hverandre. I håndberegningene gjøres det enkle antagelser for lastfordelingen, som SAP nødvendigvis ikke følger.

Et konkret eksempel fra oppgaven som viser spesielt stort avvik fra forventet utfall, er en søyle i andre etasje. Søylene befinner seg på østkanten av bygget, og får betydelig større dimensjoner enn det man forventer. Forskjellen mellom søylen det er snakk om, og nærliggende søyler, er så stort at man må anta at noe er feil med lastfordelingen. Den beste forklaringen på dette avviket er at platen sine laster er modellert slik at det sentreres over søylen. Dekket regnes som en toveisplate på grunn av relativt lave spenn og irregulær form. Oppgaven ser ikke videre på den utsatte søylen, men har tatt hensyn til at søylene rundt kan ha større krefter enn programmet tilsier.

Til slutt skal det nevnes at viktige håndberegning for valg av dimensjoner ikke er utført. Dette er blant annet å sjekke kapasiteten til elementer, regne søyler for knekking eller se om noen bjelker er utsatt for vipping. Det er kritisk å utføre slike beregninger for hånd før dimensjonstørrelser på elementer velges. Allikevel er dette ikke utført i denne oppgaven på grunn av mangel på tid, grunnet at fokus på prosjekt var rettet mot andre tema.

Kapittel 5 - Forskning og utvikling

Som en forskning og utviklingsdel av bacheloroppgaven er det valgt å se på miljø- og økonomi siden av byggeprosjektet. Det er på bakgrunn av stor interesse fra prosjektgruppen, og eksterne å se på hvordan endring av byggemateriale påvirker prosjektet. Stålkonstruksjonen sammenlignes med trebygget til Splitkon, ved å utføre en kalkyle på kostnader og CO₂ utslipp på hver av de to. Deretter blir resultatene presentert og diskutert. Formålet er ikke å utføre en veldig detaljert kalkyle, men heller belyse et større bilde.

5.1 Økonomi og miljø kalkyle

Kalkylen er delt inn i to hoveddeler. En del om miljø og en om økonomi. De deles igjen opp i forskjellige kontoer som tar for seg mindre deler av prosjektet. Det gjøres for å kunne begrunne nøyaktig hvor alle besparelsene kommer ifra.

5.1.1 Miljø

Basert på analysen i vedlegg 18 ser man at utslippet er faktoren som er mest ulik mellom utført tre løsning og teoretisk stål løsning.

Stålrammen rundt bygget er det første som skal analyseres. Her tilsvarer stålet 258 tonn CO₂. Det er mer enn hele trebygget til sammen. Når det gjelder bæring har treløsningen bare noen få søyler som hjelper til i noen av de større spennene. Ellers er lastebærende elementene del av veggene når man bygger i massivtre. Bæring av tre er ikke direkte sammenlignbart med stålrammen, men det viser at stål begynner langt bak tre når det gjelder miljø.

Ytterveggene er også i favør tre. Det er fordi for stålbygget er det valgt prefabrikkerte sandwichelementer av betong. Disse har et betydelig større utslipp enn en standard klimavegg av trestendere som er bygget på Øverhagaen. Tre har 29 tonn mot betongen sin 90 tonn. Det er hele 3,2 ganger mer enn treet. Det er mulig å anvende trestendere rundt en stålramme, men da risikerer man at bygget er for ustabil med horisontale krefter. Betongveggen hjelper med å avstive bygget.

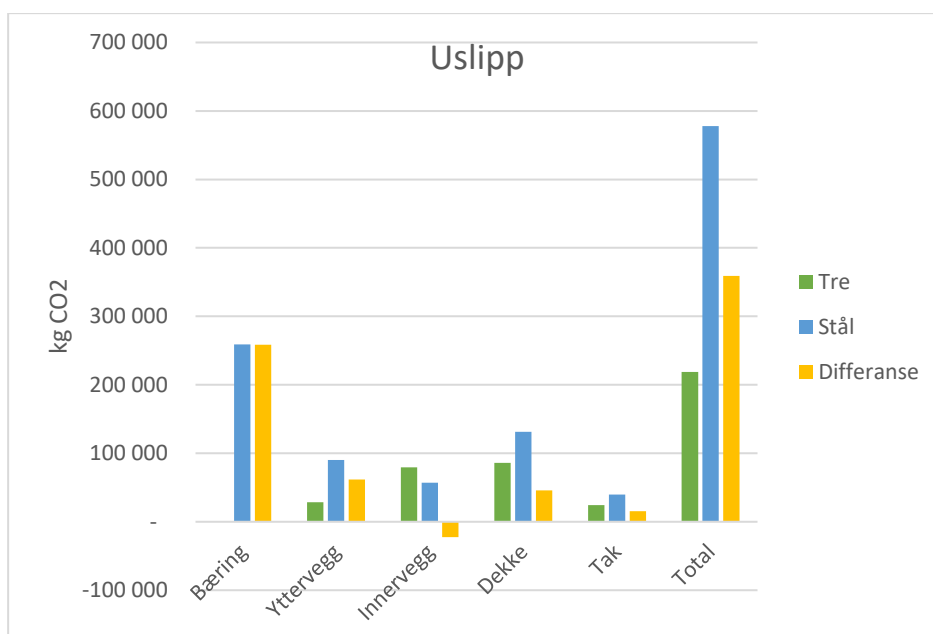
Innerveggene er derimot hvor stålrammen har fordelene fordi ingen av veggene er bærende. Da må den bare opprettholde lyd og brannkravene. Veggene er med unntak av massivtre-elementet identiske. Stålbygget har et totalt utslipp på 57 tonn CO₂ mot trebyggets 80 tonn. Det er ikke mye med tanke på at man har brukt 258 tonn CO₂ ekvivalenter på en stålramme

som skal bære bygget. Det kan røpes at innerveggene er den eneste kontoen der stålbygget er bedre for miljøet. Innerveggene er samtidig den eneste kontoen som har hverken stål eller betong som en bestanddel.

Når det gjelder dekket har man sammenlignet en 210mm tykk massivtre dekke mot et 200mm tykt betonghulldekke. Det er ingen overraskelse at hulldekket har et større utslipp, men det er overaskende ikke så stor forskjell. 53% mer CO₂ utslipp på betongen er betydelig mindre enn det var for ytterveggen. All tomrommet i betongelementet er sannsynligvis årsaken til at hulldekket ikke er fullstendig utklasset. Massivtredekket er nesten 40% av hulldekkets utslipp.

Taket har en liten påvirkning på det totale utslippet av de bærende elementene. Begge saltakene har samme sperreoppsett slik at forskjellen der er nesten ingenting. Forskjellen ligger i det flate taket der man har brukt hulldekker på stålbygget i motsetning til tre. Avstanden som det flate taket må spenne er så si det samme. Dersom man ønsket, kunne man også ha brukt tre på taket til stålbygget for å minimere utslippet

På elementene som ble sammenlignet summeres utslippet til 219 tonn CO₂ på treløsningen. Stålet blir 578 tonn som er 359 tonn eller 2,6 ganger mer enn utført. Dette er såpass høyt at det bør være viktige design eller prismessige grunner til å velge stål og betong.



Figur 15: Uslipp på analyserte elementer

5.1.2 Økonomi

Trebygget har nesten ingen bæring som gjør at stålrammen blir en ekstra kostnad på stålbygget. Det anslås at stålrammen koster 6,4 millioner kroner å kjøpe inn og sette opp. I

tillegg vil det medkomme en årskostnad på 370 000 kroner. Over en 50 års levetid vil det totale investeringen overskride 24 millioner kroner. Til sammenligning vil de få tresøylene koste rundt en halv million over samme periode.

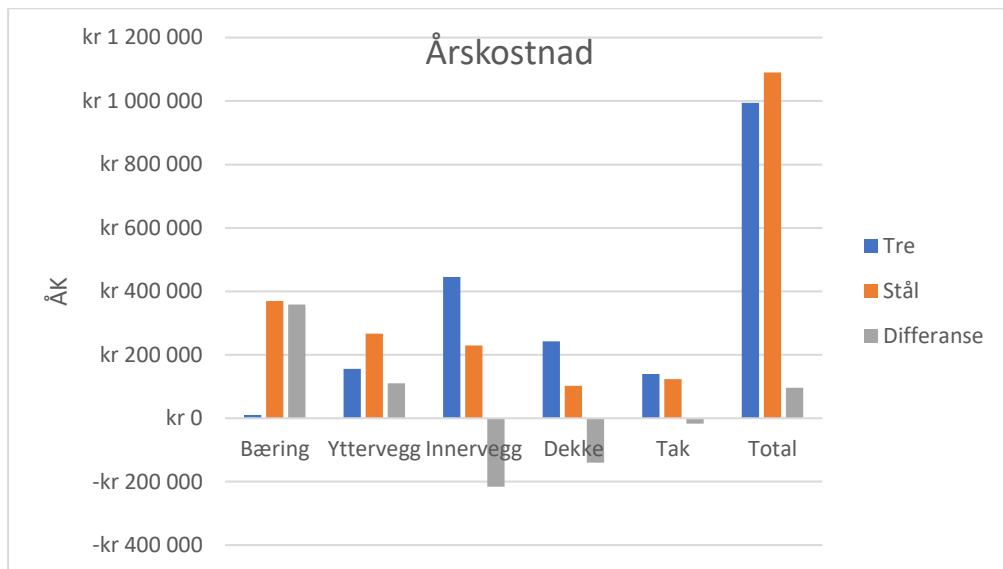
Betongveggen i stålkonstruksjonen antas koste 4,4 millioner kroner å sette opp. 50 år senere vil man kunne se at man totalt brukte 13 millioner kroner, som gir et gjennomsnitt på 270 000 i året. Med trebygget vil man se at det er spart 110 000 kroner i året. Dette er en del av bygget hvor man sparer på å bruke lettere materialer ovenfor relativt dyr betong. Byggekostnaden er også billigere for klimaveggen, som tyder på at sandwichveggen ikke er særlig kostnadsbesparende i dette tilfellet.

En konto der man sparer mye penger på i stålløsningen, er med innerveggene. Det at den utførte løsningen trenger bærende massivtre elementer gjør at prisen nesten doubles. For eksempel går totalprisen fra 22 til 11 millioner kroner når man ser på 50 års perspektivet. Det gir en besparelse på 220 000 kroner i året. Det er fortsatt betydelig mindre enn de 370 000 man brukte på stålrammen.

Hulldekket koster mindre enn massivtre dekket. Per kvadratmeter gulv koster hulldekket 939kr i motsetning til 2231kr for massivtre før bruksfasen. Totalt over levetiden vil hulldekket koste 5,1 millioner kroner som er 42% av tredekket. Summen innerveggene og hulldekkene til sammen sparer like mye som stålrammen koster.

Slik som med miljøanalysen av taket er det lite som skiller løsningene fra hverandre når det gjelder pris. Bare tresperrer er 17 000 kr i året mer enn den kombinerte hulldekke og tresperre løsningen. Over 50 år bruker man 6,2 millioner og sparer 840 000 kr ovenfor bare tre.

Når man ser på bygget som en helhet er faktisk utført treløsning billigere. Man sparer nesten to millioner på å bygge den og ytterligere tre millioner over resten av brukstiden. Tre sparte 11% ved å bygge og 9,6% i årskostnad ovenfor stål. På de kontoene som er analysert kostet trebygget 990 000, mens stålbygget ville kostet 1,1 millioner kroner i gjennomsnitt hvert år (ÅK).



5.2 Refleksjon

Oppnådde resultater for CO₂-utslipp og kostnadsberegningen er en grov estimering ment for å vise de betydelige forskjellene som oppstår ved endring av materialvalg. Usikkerhetene oppstår på grunn av faktorer som vi ikke er godt kjent med. Dette er for eksempel helt nøyaktige tall på tilleggselementer som bolter eller skruer, eller at alle livsfasene til prosjektet ikke er undersøkt, som transport av materialer til byggeplass eller sluttstadium av bygget (16)¹. I tillegg til mangel av praktisk kunnskap som oppstår ved praktisk erfaring som en byggingeniør. Allikevel skal resultatene våre vise et tydelig bilde på hva slags påvirkning endring av materialvalg har på et byggeprosjekt.

5.2.1 Miljø

Som forventet er tømmer bedre for miljøet, spesielt når man bare ser på utslipp i bygge og bruksfasen. Mesteparten av utslippsdifferansen kommer av bæringa. Stål har et stort miljøavtrykk når man ser bort fra gjenbruk etter rivning. Ekstra massivtre bidrar ikke særlig til totalutslippet.

For å få en idé av andelen som kontoene utgjør, av det totale utslippet, har man sammenlignet stålbygget med et tilsvarende eksempelbygg fra Norsk prisbok. (14) Der har man sett på summen av de første åtte kontoene av «1.4.2.1421 Omsorgsbolig, 3 etasjer». Den bruker 1207 tonn CO₂ som er omtrent 2,1 ganger mer enn analysert stålkonstruksjon. Med

¹ Sett inn kilde om livsfaser

andre ord så var analysen på 48% av forventet utslipp på fullført prosjekt. Det vil si at valgene tatt, vil ha relativt stor innflytelse på hele prosjektets utslipp.

5.2.2 Økonomi

Stållrammen var betydelig dyrere enn forventet og besparelsene i resten av bygget var ikke nok til å gjøre opp for stålkostnaden. Kanskje om man hadde valgt noe annet enn betong på ytterveggen så ville stållbygget kommet foran trebygget. Det skal merkes at feilmarginene kan være så store at en slik små endring ikke nødvendigvis gjør stålløsningen mer lønnsomt.

Slik som med utslippet kan man sammenligne kostnaden til stållbygget med Norsk prisbok (14) sin kalkyle. Der ser man at kalkylen før mva. for byggekostnaden er 78 millioner kroner eller 4,1 ganger mer enn forventet pengebruk på egenprosjektert bygg. Det er noe mindre enn årskostnaden som er 5,0 ganger mer. Når man tar hensyn til utslippet kan man si at oppgaven så på billigere bygningsdeler med større utslipp. De har mindre effekt på totalprisen til hele prosjektet.

5.3 Forbedringspotensial

Til tross for at miljø og kostnad har ligget i bakhodet gjennom hele oppgaven, vet vi samtidig at det er stort forbedringspotensial i gruppens prosjekt. Som en avsluttende del av oppgaven har gruppen tatt for seg to sider av prosjektet som det menes er forbedringspotensial i, med tanke på mindre CO₂ utslipp, og muligens mindre kostnader. Disse er effektiv bruk av materialer, og energireducerende tiltak. Det skal nevnes at dette er nærmere forslag til løsninger, og noe som må undersøkes mer spesifikt før det anvendes i et ønsket prosjekt.

Effektiv bruk av materialer

Med tanke på effektiv bruk av materialer i prosjektet vårt velger vi å legge stor vekt på materialet stål. Og her vil vi få frem dette med resirkulert stål, og ombruk av stål. Spesielt med stål er at det er et materiale som er nær 100% resirkulerbart. CO₂-utslipp fra stålproduksjon basert på resirkulert stål kan være ca. 66 % mindre enn fra malmbasert stål. Det skal nevnes at det også er en prosess som fører til utslipp, selv om de er langt lavere enn ved fremstilling av nytt stål.

Med ombruk av stål mener vi å anvende stål som er blitt brukt tidligere i annen virksomhet. Da er det viktig at stålet fortsatt tilfredstiller de krav som er satt. Får man til å gjøre dette vil det være lønnsomt. Dette er fordi det er ca. 5 ganger mindre CO₂-utslipp fra ombrukt stål enn

fra resirkulert stål. Altså ser man at det å innlemme ombrukt eller resirkulert stål i oppgaven ville ført til at konstruksjonen ville fått mindre CO₂ utslipp. (21)

Energireducerende tiltak

Med energireducerende tiltak velges det å fokusere på tiltak som vil spille inn under byggeprosjektet, og opp gjennom konstruksjonens levetid. Da kommer blant annet løsninger som å drive en fossilfri byggeplass eller bruk av solceller opp.

For å få til å drive en fossilfri byggeplass må dette prosjekteres godt på forhånd. En sentral del av en fossilfri byggeplass er at alternativer som elektrisitet og fjernvarme er tilgjengelige. Dette er fordi anleggsmaskiner i en fossilfri byggeplass bruker enten elektrisitet eller biodiesel, og i tillegg til at andre virksomheter på byggeplassen selvfølgelig også trenger strøm. Hadde man hatt mulighet for å kunne anvende dette på Øverhagaen ville det i hvert fall spart mye energi under byggeprosjektet.

Med tanke på solcellepanel ville det store taket på Øverhagaen vært optimalt. Bruk av solcellepanel blir stadig mer attraktivt, ettersom det kan gi langsiktig økonomisk gevinst fordi man produserer egen elektrisitet. Det ville altså ført til at omsorgsbygget ikke ville trengt like mye energi for å driftes. Allikevel skal det ikke sees bort i fra at produksjon av panelene kan medføre stort CO₂ utslipp, og god planlegging trengs for å gjøre det gunstig.

Kapittel 6 - Konklusjon

Oppgaven prosjektgruppen tok for seg var å dimensjonere en bærende stålkonstruksjon, og sammenligne løsningen med et trebygg. Hovedfokuset ble lagt på dimensjonering, og å utføre en forskning og utviklingsdel som omhandlet miljø og økonomi.

Utførelse av gitt oppgave ble gjort først på grunnlag av Norsk standard, hvor egen-, nytte-, snø- og vindlasten ble beregnet for og påført bygget. Deretter ble dataprogrammet SAP2000 brukt til å dimensjonere tverrsnittene på rammeelementene. Samtidig som databeregnete tall underveis ble kontrollert opp mot egne beregninger og modeller. Til slutt ble elementdimensjoner valgt, som igjen satt grunnlaget for forsknings og utviklingsdelen oppgaven.

På bakgrunn av valg og begrensninger ser man at prosjektert stålbbygg har betydelig høyere utslipp enn hva trebygget anslås til å være. Når man sammenlignet prisene, så man at det var liten forskjell mellom de to løsningene. Det betyr at massivtreløsningen er det beste alternativet for omsorgsbygget på Øverhagaen.

Til tross for oppnådde resultater, er gruppen fullt klar over at det finnes mye forbedring i oppgaven. Dimensjoneringen av bygget kunne for eksempel blitt gjort mer detaljert, eller så kunne en mer nøyaktig kalkyle på økonomi og CO₂ utslipp blitt gjennomført.

Prosjektgruppen innser i etterkant at oppgaven kunne blitt gjort mye mer detaljert dersom flere avgrensninger var blitt tatt. Hvis for eksempel en enkel fløy hadde blitt valgt og tatt utgangspunkt i, ville tiden brukt på dimensjonering på dataprogram vært betydelig mindre. Da ville ønskede detaljer som kontroll kapasiteter på søyler, eller dimensjonering av bolter, kunne blitt utført. Allikevel er gruppen fornøyd med de oppnådde resultat med tanke på ulike utfordringer som ble møtt underveis.

Videre er det ikke tvil om at en mer nøyaktig kalkyle på prosjektbyggene ville gitt et mer troverdig resultat. Flere faser av et byggeprosjekt som er sentrale er ikke inkludert i kalkylen. Til tross for dette var forskning og innovasjonsdelen ment for å gi et bilde på hva slags resultater som vil være aktuelle, gitt prosjektets forutsetninger.

Ved en videreførelse av oppgaven anbefales det å utføre mer detaljprosjektering av konstruksjonen. Samtidig som en mer omfattende miljø- og kostnads kalkyle ville gitt mer troverdighet.

Kapittel 7 – Referanser

1. Røros kommune. Røros omsorgstjeneste [Internett]; [hentet 10.05.20]. Tilgjengelig fra:
<https://roros.kommune.no/helse-og-omsorg/framtidas-trygghet-og-omsorg/>
2. Contiga. Hulldekker [Internett]; [hentet 25.05.20]. Tilgjengelig fra:
<https://www.contiga.no/no/Hulldekker>
3. Torgersen, SE. 523.611 Betongelementer i fasader [Internet]. SINTEF; 1994. [hentet 25.05.20]. Tilgjengelig fra:
https://www.byggforsk.no/dokument/367/betongelementer_i_fasader
4. Van den Heede P, De Belie N. Environmental impact and life cycle assessment (LCA) of traditional and 'green' concretes: Literature review and theoretical calculations. Cement and Concrete Composites. 2012;34(4):431-42.
5. Flower DJM, Sanjayan JG. Green house gas emissions due to concrete manufacture. The International Journal of Life Cycle Assessment. 2007;12(5):282.
6. Edvardsen KI, Ramstad TØ. Håndbok 5 Trehus. 2. utg. SINTEF akademisk forlag; 2015.
7. Kommunal- og moderniseringsdepartementet. Plan- og bygningsloven [internett]; 2008. [hentet 12.05.20]. Tilgjengelig fra:
<https://lovdata.no/dokument/NL/lov/2008-06-27-71>
8. Direktoratet for byggkvalitet. Byggteknisk forskrift med veildening [Internett]. [Oppdatert 15.09.17; hentet 13.05.20]. Tilgjengelig fra:
<https://dibk.no/byggereglene/byggteknisk-forskrift-tek17/>
9. NS. Eurokoder [Internett]. Utgiver; Standard Norge; [hentet 14.05.20]. Tilgjengelig fra:
<https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/>
10. Standard Norge. NS-EN 1990. Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner; [hentet 14.05.20]; Tilgjengelig fra:
<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProduktID=814847>
11. Standard Norge. NS-EN 1991-1-1. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner; [hentet 15.05.20]; Tilgjengelig fra:
<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProduktID=1015211>
12. Standard Norge. NS-EN 1991-1-3. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-3 Allmenne snølaste; [hentet 15.05.20]; Tilgjengelig fra:

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProduktID=1004200>

13. Standard Norge. NS-EN 1991-1-4. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-4 Allmenne laster vindlaster; 2005 [hentet 27.03.20]; Tilgjengelig fra:
<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProduktID=392208>
14. Norconsult Informasjonssystemer AS, AS Bygghanalyse. Norsk Prisbok 2017. 2017.
15. Kartverket. Øverhagaen [Internett]. Røros: Norgeskart; [hentet 27.03.20]. Tilgjengelig fra:
https://www.norgeskart.no/?_ga=2.90383834.1185451393.1590004789-1771027567.1590004789#!?project=norgeskart&layers=1002&zoom=15.11384861653629&lat=6943266.78&lon=315012.72&markerLat=6943266.784002346&markerLon=315012.71775360504&panel=searchOptionsPanel&showSelection=false&sok=%C3%98verhagaen
16. Spenncon Consolis. Orienterende bæreevne for hulldekker [Internett]. Utgitt av Spenncon Consolis; [hentet 22.05.20]. Tilgjengelig fra:
<https://spenncon.no/mobil/produkter/hulldekker/>
17. Hjelnesconsult. Livsløpsvurderinger / livssyklusanalyser (LCA) [Internett]; [Hentet 27.05.20]. Tilgjengelig fra:
<http://www.hjelnesconsult.no/tjeneste/livslopsvurderinger-livssyklusanalyser-lca/>
18. MK. Norsk stålforbund [Internett]. Utgitt av Norsk stålforbund. [Hentet 23.05.20]. Tilgjengelig fra:
<https://innovativeanskaffelser.no/wp-content/uploads/2018/06/stalforbundet.pdf>

Kapittel 8 – Vedlegg

1. Artikkel
2. Plakat
3. Lastkombinasjoner
4. Mathcad beregninger
5. SAP tegninger
6. Dokumentering av laster på søyler
7. Beregning av vindlaster
8. Utvendig formfaktor
9. Orientering
10. Øverhagaen plan og snitt
11. Ramme
12. Overflate på rammelementer
13. Avstivning
14. Minimum tverrsnitt ramme
15. Ramme dimensjoner
16. Veggoverflater
17. Kalkyle av elementer
18. Kalkyle, sammenlignet
19. Fordelte vindlaster på rammeelement