



BACHELOROPPGAVE

Dimensjonering og sammenligning av
bæresystem

Structural design and comparison of
bearing system

Kristoffer Holmen Dyb Vegard Engen Avseth

Kristoffer HDyb

Vegard E. Avseth

Fakultet/Institutt/program

Veileder: Jan Bernt Husebø

Innleveringsdato 22.05.2023

Jeg bekrefter at arbeidet er selvstendig utarbeidet, og at referanser/kildehenvisninger til alle

kilder som er brukt i arbeidet er oppgitt, jf. Forskrift om studium og eksamen ved Høgskulen på Vestlandet, § 12-1.

Forord

Oppgaven avslutter bachelorgraden vår som byggingeniører ved Høgskulen på Vestlandet under Fakultet for ingeniør- og naturvitenskap. Den står for 20 studiepoeng av utdanningen og er skrevet våren 2023 av Kristoffer Holmen Dyb og Vegard Engen Avseth.

Vi har begge valgt studieretningen konstruksjonsteknikk, hvor flere fag angår dimensjonering av betong-, stål- og trekonstruksjoner. Dimensjonering ble raskt et tema som interesserte oss begge, der forskjellene mellom konstruksjonsmaterialer vekte oppmerksomhet.

Prosjektet ble levert av rådgivende ingeniør, COWI AS, etter en forespørsel om en konstruksjon for å skrive oppgaven rundt. Prosjektet var ferdig utbygd på tiden, og de gav oss dermed frie tøyler rundt valg av tema. Vi valgte deretter en problemformulering som samsvarte med egne interesser og kunnskap.

Vi fant ut at FEM-design var en populær programvare for rådgivende ingeniører, og en stor del av oppgaven ble å modellere programvaren for grunnlag til dimensjoneringen. For å få en oversikt over hvordan materialer har ulike konsekvenser for utbygging og samfunnet, valgte vi å se på en sammenligning av bæresystemer. Det å utføre en LCA-analyse ble dermed et naturlig valg.

Underveis i oppgaven har vi fått stor hjelp av veileder ved Høgskulen på Vestlandet og kontaktperson i COWI. Jan Bernt Husebø ved Høgskulen på Vestlandet har gitt kontinuerlig veiledning ved utfordringer og spørsmål om oppgaven og Andres Hobæk ved COWI har gitt svar på spørsmål om prosjektet og ved utfordringer i FEM-design.

Sammendrag

Oppgaven tar for seg dimensjonering og sammenligning av et bæresystem til en brannstasjon. Dimensjoneringen er et alternativ til et bæresystem dimensjonert av COWI AS. De to løsningene sammenlignes med hensyn til klima, brann og økonomi. Resultatet av sammenligningen vil gi et bilde på hvilke fordeler og ulemper løsningene har.

Lastgrunnlag er bestemt ut fra informasjon gitt av COWI AS og egne vurderinger. Det er regnet på laster brukt videre i oppgaven. For å få ut riktige verdier er de kombinert i FEM-design, som også gir en oversikt over lastbildet.

Det er utført en modellering av løsningene i FEM-design som et hjelpemiddel til videre dimensjonering. Modellene gir et likt grunnlag for begge løsningene og er brukt til å få ut et presist resultat i sammenligningen.

Dimensjoneringen i oppgaven er basert på håndberegninger, og er begrenset til bjelker, søyler og dekke. Kreftene gitt i FEM-design er betraktet som unøyaktige i oppgaven, og dimensjonering er dermed basert på krefter fra håndberegninger. Ettersom det er valgt å se på betongelementer i oppgaven er store deler av dimensjoneringen valg av tverrsnitt og armering.

Sammenligningsdelen fokuserer på klimapåvirkning, brannegenskaper og økonomi. Det er utført en LCA-analyse for å tydeliggjøre miljøvennlighet. Brannegenskaper er vurdert ut fra krav til brannmotstand og påvirkning til brann. Den økonomiske delen sammenligner direkte kostnad for de to bæresystemene. De tre kategoriene gir et resultat basert på fordeler og ulemper for løsningene.

Abstract

This thesis focuses on the dimensioning and comparison of a structural system for a fire station as an alternative to a system designed by COWI AS. The two solutions are compared in terms of climate, fire safety, and economy. This provides an assessment of their respective advantages and disadvantages.

The load basis is determined based on information provided by COWI AS and independent assessments. It's been calculated loads for further use in the thesis. Loads is analyzed using FEM-design to obtain accurate values and an overview of the load distribution.

FEM-design models have been made and are employed to assist in further dimensioning. This ensures a consistent foundation for both solutions and precise results in the comparison.

The dimensioning process relies on manual calculations, focusing on beams, columns, and slabs. The forces obtained from the FEM-design considered as inaccurate and further dimensioning is therefore based on forces from manual calculations. Given the study's focus on concrete elements, a significant portion of the dimensioning involves selecting cross-sections and reinforcement.

The comparative analysis emphasizes climate impact, fire performance, and economics. A LCA-analisis have been executed to assess environmental friendliness. Fire performance is evaluated based on fire resistance requirements and the system's response to fire. The economic analysis directly compares the costs of the two structural systems. These three categories generate an evaluation of the solutions' advantages and disadvantages.

Figurliste

Figur 1 - Prospekt av tilbygget Brannstasjon Bergen Lufthavn (Forprosjektrapport)	12
Figur 2 - Utklipp fra arkitekt-modell. IFC-fil er presentert i Revit.....	12
Figur 3 - Tilbygget som skal dimensjoneres. IFC-fil er presentert i Revit.....	13
Figur 4 - Nyttelast for kontor og trening i FEM-design og DWG-fil i AutoCAD.	21
Figur 5 - Avstand til overgangssoner med omtrentlige mål (Kartverket, 2023).....	23
Figur 6 - Kart som viser avstand fra byggested (Kartverket, 2023).....	24
Figur 7 - Viser plasseringen for de ulike sonene for vindlast på yttervegg (Vedlegg vind OS- prog).	25
Figur 8 - Viser plasseringen for de ulike sonene for vindlast på tak. $e = 27300$ for første figur og $e = 24470$ for andre figur (Vedlegg vind OS-prog).....	25
Figur 9 - Viser en plateutglidning (Norsar, 2019).	26
Figur 10 - Utsatte jordskjelvområder i Norge (Jordskjelv i Norge, u.å.)	27
Figur 11 - Viser løsmasseflater ved Bergen Lufthavn (Geologiske kart, u.å.)	28
Figur 12 - Tabell som veileder til valg av grunntype og dens parametere (Standard Norge NS- EN-1998 Eurokode 8 Prosjektering av konstruksjoner med seismisk påvirkning, 1998).....	28
Figur 13 - Veiledning til valg av seismisk klasse (Standard Norge NS-EN-1998 Eurokode 8 Prosjektering av konstruksjoner med seismisk påvirkning, 1998).....	29
Figur 14 - Viser de ulike lastene og noen lastkombinasjoner i modellen.....	30
Figur 15 - Betongveggen som erstatter vertikalkjernen.	32
Figur 16 - Tresøylene som erstatter de innvendige bærende veggene.	32
Figur 17 - Figurer viser eksisterende og ny løsning.	33
Figur 18 - Tverrsnitt av en betongbjelke som viser plassering av armering og krefter for sidene.....	35
Figur 19 - Snitt fra siden av en betongbjelke.	35
Figur 20 - Det interne fagverket i en bjelke	36
Figur 21 Eksempel på riss i betong forårsaket av svinn (Stærk & Co AS, 2022)	37
Figur 22- Armeringstegning med armering.....	39
Figur 23 - Fire bjelker med tverrsnitt 400x500 markert i rød og to bjelker med tverrsnitt 450x600 markert i blå.	39
Figur 24 - Diagrammer for bjelke 400x500	40
Figur 25 - Fire bjelker med tverrsnitt 300x400.	41

Figur 26 Eksempler på forskjellig knekkingsformer og tilhørende effektive lengder for enkeltående konstruksjonsdeler (Standard Norge NS-EN 1992- 1-1 Eurokode 2 Prosjektering av betongkonstruksjoner, 2018)	41
Figur 27 - mn-diagram med $h'/h = 0.7$ (Sørensen, 2013)	44
Figur 28 - Armeringstegning av søyle	46
Figur 29 - Diagrammer for søyle 240x800	47
Figur 30 - Bæreevner for hulldekker (Betongelementforeningen, 2010) (Betongelemnforeningen,2010 side. 105)	49
Figur 31 - Tabell for resonansfrekvenser for typiske hulldekker (Hz) (Svingninger av betongelementer, u.å.)	50
Figur 32 - Klimagassutslipp for bæresystemene(One Click, 2022)	55
Figur 33 - Biogent karbonlagring for bæresystemene (One Click, 2022)	56
Figur 34 - Forsuring for bæresystemene(One Click, 2022)	56
Figur 35 - Etrofiering for bæresystemene(One Click, 2022)	57
Figur 36 - Ozonreduksjonspotensial for bæresystemene(One Click, 2022)	58
Figur 37 - Abiotisk uttynningspotensial for ikke fossile ressurser(One Click, 2022)	59
Figur 38 - Abiotisk uttynningspotensial for fossile ressurser(One Click, 2022)	59
Figur 39 - Sammenligning av totalt klimagassutslipp	60
Figur 40 - Resultat fra LCA-analysen, betongbæresystem i blå og trebæresystem i oransje. (One Click, 2022)	60
Figur 41 - Resultat fra LCA-analyse(One Click, 2022)	61
Figur 42 - Klimagassutslipp fra bæresystemene(One Click, 2022)	61
Figur 43 - Bundet karbonreferanse for Bæresystem i betong(One Click, 2022)	62
Figur 44 - Bundet karbonreferanse for Bæresystem i tre, betong og stål(One Click, 2022)....	63
Figur 45 - Treelement før og etter det har blitt utsatt for brann. Hefte 4/Brann (treteknisk.no)	64
Figur 46 - Bjelke som er brannpåkjent på tre sider. (Brannbeskyttelse av stålkonstruksjoner, 2020) 520.315 Brannbeskyttelse av stålkonstruksjoner - Byggforskserien	68

Tabelliste

Tabell 1- Oversikt over Eurokoder (Standard.no, u.å.)	15
Tabell 2 - En oversikt av fordeler og ulemper med betong og tre som material.	19
Tabell 3- Verdier for nyttelast kategori C. (Standard Norge NS-EN 1991 - 1-1 Laster på konstruksjoner, 2008)	21
Tabell 4 - Hentet ut fra NS-EN-1991-1-3, Tabell NA.4.1(901).	22
Tabell 5 - Vindlastene i de ulike sonene for yttervegger og tak. Positiv verdi er trykk og negativ verdi er sug.	24
Tabell 6 - Kravene for de fem utelatelsekriteriene. (Standard Norge NS- EN 1995 Eurokode 5 Prosjektering av trekonstruksjoner, 2008).....	30
Tabell 7 - Forhold mellom verdier fra håndberegninger og FEM-design	33
Tabell 9 - De ulike lastene som virker på konstruksjonen	34
Tabell 8 - Faktorer for beregning	38
Tabell 10 - Forklaring for symbol brukt i beregning av søyle.....	42
Tabell 11 - Forklaring av symboler brukt i beregning av bjelker (Standard Norge NS-EN 1992- 1-1 Eurokode 2 Prosjektering av betongkonstruksjoner, 2018).....	43
Tabell 13 - Krav for laveste egenfrekvens.....	49
Tabell 14 - Viser total vekt for ulike element i de to bæresystemene.....	53
Tabell 15 - Trinn i livsløp brukt i LCA (One Click, 2022).....	54
Tabell 16 - Risikoklassene (I Generelle krav til sikkerhet ved brann § 11-2. Risikoklasser, 2017).....	65
Tabell 17 - Brannklassene (I Generelle krav til sikkerhet ved brann § 11-3. Brannklasser, 2017).....	65
Tabell 18 - Preaksepterte ytelser for bygningsdelers brannmotstand(II Bæreevne og stabilitet ved brann og eksplosjon § 11-4. Bæreevne og stabilitet, 2017).....	66
Tabell 19 - Brannmotstand for standard hulldekker med standard armeringsdybde på 40 mm.(Brannmotstand for etasjeskillere av tre og betong, 2009)	66
Tabell 20 - Minste tverrsnittsbredder og armeringsdybde for betongbjelker og - søyler.(Brannmotstand for bjelker og søyler av betong, mur og tre, 2009)	67
Tabell 21 - Veiledende antall platelag for 60 minutters brannmotstand.	68
Tabell 22 - Priser for de to bæresystemene («Norsk prisbok», 2023).....	69

Formelliste

Formel 1 - [Formel 5.1 (Standard Norge NS-EN 1991 -1-3 Snølaster, 2008)].....	22
Formel 2 - Beregning opptredende rissvidde	37
Formel 3 - Beregning av nedbøying.....	38
Formel 4 - Beregning av slankhet om y-akse.....	42
Formel 6 - Beregning av eksentrisitet	43
Formel 7 - Finner momentkapasitet om bestemt akse ved mn-diagram.....	44
Formel 8 - Finner momentkapasitet uten bruk av mn-diagram.....	45
Formel 9 - Beregning kombinert virkning	45

Innholdsfortegnelse

Forord	2
Sammendrag	3
Abstract	4
Figurliste.....	5
Tabelliste	7
Formelliste.....	8
1 Innledning.....	12
1.1 Brannstasjon Bergen Lufthavn	12
1.2 Problemformulering.....	13
1.3 Bakgrunn	13
1.4 Metode	14
1.4.1 Veiledende litteratur.....	14
1.4.4 Eurokoden	15
1.4.5 Fem design 21	16
1.4.6 PTC MathCAD Prime 7.0.0.....	16
1.4.7 OS-Prog.....	17
1.4.8 OS-Lastberegning – Vindlast.....	17
1.4.9 OS-Lastberegning – Snølast	17
1.4.10 One Click LCA	17
2. Generelt om betong og tre	18
3. Lastgrunnlag.....	20
3.1 Permanente laster.....	20
3.2 Variable laster	20
3.2.1 Nyttelaster	20
3.2.2 Snølast.....	22
3.2.3 Vindlast.....	22
3.2.4 Ulykkeslaster.....	25
3.3 Seismisk last	26
3.3.1 Jordskjelv i Norge	27
3.3.2 Jordskjelvanalyse	27
3.3.3 Utelatelsekriterier.....	29
3.4 Lastkombinasjoner.....	30
4. FEM-Design Modeller	31

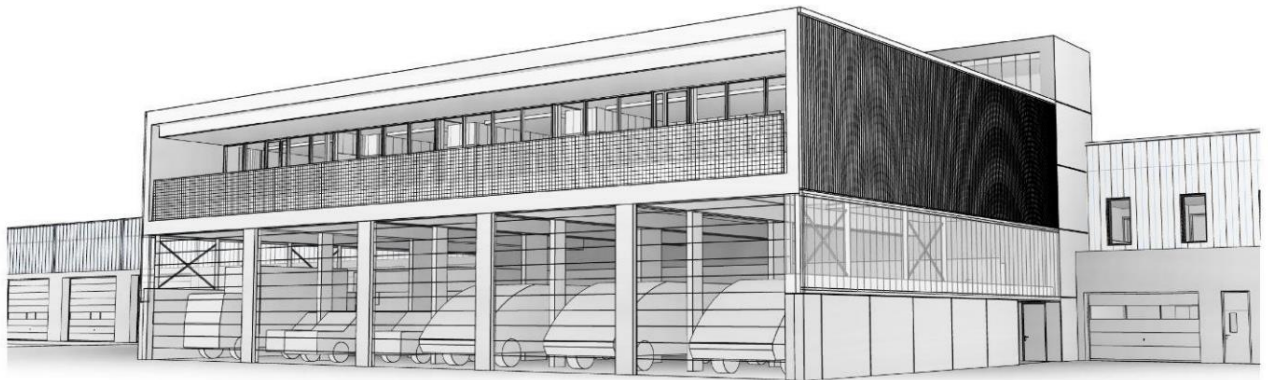
4.1 Grunnlag for modeller	31
4.2 Modell av bæresystem i tre.....	31
4.3 Modell av bæresystem i betong.....	32
4.4 Kontroll av modell.....	33
5. Armering og dimensjonering.....	34
5.1 Bjelker	34
5.1.1 Hovedarmering	34
5.1.2 Skjærarmering.....	35
5.1.3 Forankring.....	36
5.1.4 Rissviddekontroll	36
5.1.5 Nedbøying.....	38
5.2 Bjelkedimensjoner	39
5.2.1 Betongbjelke 400x500	39
5.2.2 Betongbjelke 450x600	40
5.2.3 Betong Bjelke 300x450.....	40
5.3 Søylar.....	41
5.3.1 Knekk lengde	41
5.3.2 Slank søyle	42
5.3.3 Eksentrisitet om akser	42
5.3.4 Momentkapasitet.....	44
5.3.5 Kombinert virkning.....	45
5.4 Søyledimensjoner	45
5.4.1 Søyler 240x800	46
5.4.2 Søyler 240x450	47
5.4.3 Søyler 400x400	47
5.4.4 Søyler 200x200	48
5.5 Dekke.....	48
5.5.1 Hulldekker.....	48
5.5.2 Resonansfrekvenser og svingninger	48
5.5.3 Dimensjonering av hulldekket	48
6 Sammenligning.....	51
6.1 Klima	51
6.1.1 LCA (Life Cycle Assessment)	52
6.1.2 One Click	52

6.1.3 Fremgangsmåte i One Click.....	53
6.1.3 Miljøpåvirkningsindikatorer	53
6.1.3 Klimagassutslipp – Globalt oppvarmingspotensial	54
6.1.4 Biolagring	55
6.1.5 Forsuring	56
6.1.6 Eutrofiering	57
6.1.7 Ozonreduksjonpotensial.....	57
6.1.8 Abiotisk utnyttingspotensial for ikke-fossile ressurser og for fossile ressurser	59
6.1.9 Resultat	60
6.1.10 Resultat uten betongvegg	61
6.1.11 Bundet karbonreferanse	62
6.1.12 Breeam	63
6.3 Brannpåvirkning	63
6.3.1 Materialeegenskaper ved brann	63
6.3.2 Brannklasse og risikoklasse	65
6.3.3 Bæreevne og stabilitet.....	66
6.3.4 Sammenligning av brannegenskaper	66
6.4 Økonomi	69
6.4.1 Materialkostnad.....	69
6.4.2 Sammenligning	69
7 Konklusjon	71
8 Videre arbeid	Feil! Bokmerke er ikke definert.
Referanser.....	72

1 Innledning

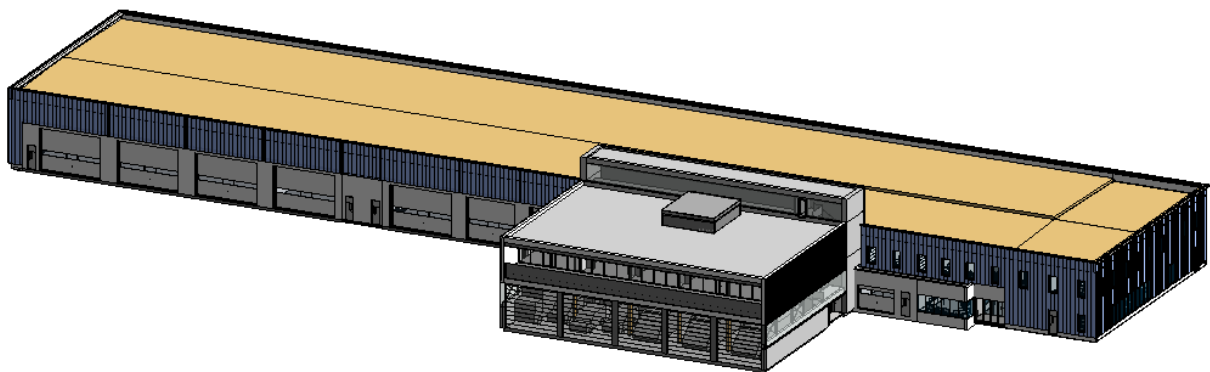
1.1 Brannstasjon Bergen Lufthavn

Brannstasjonen på Bergen Lufthavn er et prosjekt levert av Avinor AS der COWI AS var rådgivende ingeniør. Prosjektet hadde en kontrakt på 80 millioner kroner og ble ferdigstilt høsten 2022. Bygget er prosjektert som et tilbygg til en allerede eksisterende brannstasjon. Tilbygget inkluderer en garasje, teknisk rom, oppholdsavdeling og treningsrom. Opplysninger er hentet fra forprosjektrapport som finnes i eget dokument i vedlegg.



Figur 1 - Prospekt av tilbygget Brannstasjon Bergen Lufthavn (Forprosjektrapport)

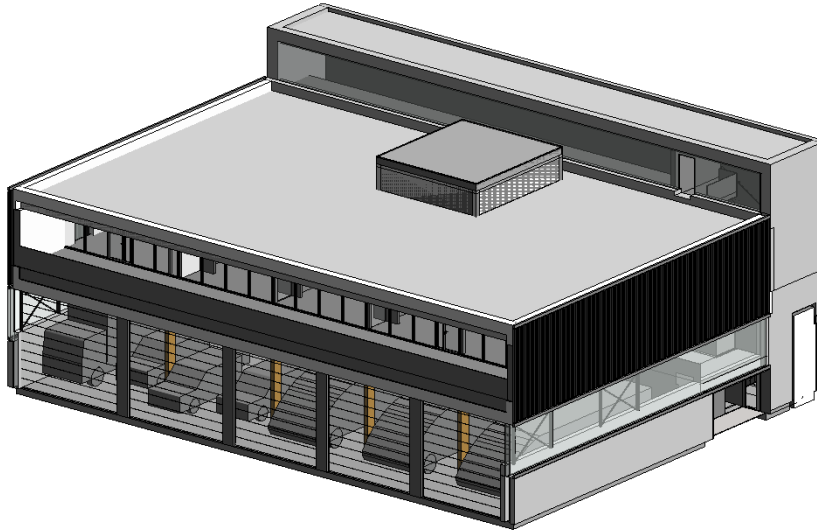
Figur 1 viser tilbygget som skal prosjekteres. Bæresystemet prosjektert av COWI består av komponenter i tre, betong og stål. En stor andel av bæresystemet er i lim- og massivtre, og en mindre andel i betong og stål.



Figur 2 - Utklipp fra arkitekt-modell. IFC-fil er presentert i Revit.

1.2 Problemformulering

Oppgaven presenterer en alternativ vurdering av COWIs løsning. Den avgrenses til å kun prosjektere tilbygget med garasje, treningsrom og kontorlokaler. Det vil bli dimensjonert et nytt bæresystem i betong, hvor resultatet fra miljø, økonomi og brannegenskaper vil gjennomgå og sammenlignes med COWI sitt bæresystem i tre.



Figur 3 - Tilbygget som skal dimensjoneres. IFC-fil er presentert i Revit.

1.3 Bakgrunn

Tre som konstruksjonsmateriale gir en rekke fordeler. Som følge av dette, har bruken økt betydelig de siste årene. Materialet er bærekraftig, da det lagrer CO₂, i tillegg til at det gir godt innelima og mulighet for gjenbruk. At konstruksjonene har kort byggetid representerer også en vesentlig fordel (Michalsen, 2019).

Betong er et materiale som er blitt mye anvendt i bærende konstruksjoner i lang tid. Med sterk bæreevne er dette et effektivt material som har gode fleksible og praktiske egenskaper. Betong krever generelt lavere dimensjoner og materialforbruk enn tre (*Betong er en del av klimaløsningen*, 2020).

Det er strenge krav til sikkerhet i bygninger, herunder sikkerhet mot brann. Ulike egenskaper gjør at konstruksjonsmaterialer håndterer brannsituasjoner forskjellig. Tatt kravene betraktning må dette tas hensyn til i prosjektering av bygg.

Byggets opprinnelige bæresystem består av tre, stål og betong, men vil videre omtales som et bæresystem i tre. Den største andelen av bæresystemet består av tre, hvilket samsvarer med den mer miljøvennlige utviklingen og ønsket om å redusere CO₂ utslipp. Tverrsnitt i betong kan reduseres for en mer miljøvennlig løsning med lavere materialforbruk, klimagassutslipp og kostnader.

Oppgaven tar for seg dimensjonering av et bæresystem i betong som et alternativ til tre, med gunstigere resultat.

1.4 Metode

Beregninger og krav er gjort i henhold til veiledende litteratur, som er brukt i håndberegninger og ulike programvarer. Bruken av veiledende litteratur og programmer blir presentert i det påfølgende kapittelet.

1.4.1 Veiledende litteratur

Betongkonstruksjoner

Grunnlag for beregning og dimensjonering av armerte tverrsnitt er hentet fra boken *Betongkonstruksjoner* (Sørensen, 2013).

Betongelementboken

Betongelementboken er brukt som grunnlag for dimensjonering og beregning (Betong Norge, 2020).

Plan- og bygningsloven

Plan- og bygningsloven gjør seg gjeldende for bruk og forvaltning av arealer i Norge. Loven gjelder for all aktivitet og virksomhet knyttet til eiendom. Formålet med plan- og bygningsloven er å «fremme bærekraftig utvikling til det beste for den enkelte, samfunnet og framtidige generasjoner», jf. pbl. § 1-1 første ledd". Loven gir hjemmel i teknisk forskrift for materielle krav (*PBL*, 2008).

Tek 17

Teknisk forskrift (heretter Tek17) § 1-1 angir forskriftens formål. Av formålsbestemmelsen fremgår det at «forskriften skal sikre at tiltak planlegges, prosjekteres og utføres ut fra hensyn til god visuell kvalitet, universell utforming og slik at tiltaket oppfyller tekniske krav til

sikkerhet, miljø, helse og energi» (TEK 17, 2017). Forskriften baserer seg på Norsk Standard og SINTEFs byggforskserie, og har bestemmelser som må være oppfylt for at plan- og bygningslovens minimumskrav skal overholdes. Flere av forskriftens bestemmelser angir funksjonskrav til konstruksjonenes elementer. På denne måten ivaretas hensynet til konstruksjonenes sikkerhet og standard, uten at det angis bestemte løsninger (*Byggteknisk forskrift (TEK17) med veiledning, 2017*).

1.4.4 Eurokoden

Eurokoden er en samling europeiske standarder som gir retningslinjer for utførelse, dimensjonering og utforming av byggverk. Norge har implementert hele eurokoden og gitt nasjonale tillegg. Disse standardene bidrar til økt sikkerhet, effektivitet og bærekraft til byggverk i hele Europa. Tillegget angir spesifikke krav og veiledning for norske forhold, herunder klima- og geotekniske forhold, og tar i tillegg hensyn til norske byggetradisjoner og erfaringer. Det norske nasjonale tillegget er en viktig del av eurokoden i Norge, og sikrer at byggverk som bygges i landet oppfyller norske krav til kvalitet og sikkerhet. Det finnes i dag 10 Eurokoder med flere deler, hvor alle har blitt norsk standard der byggverk i Norge oppføres etter disse.

Eurokoder		
EN 1990	Eurokode 0	Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
EN 1991	Eurokode 1	Laster på konstruksjon
EN 1992	Eurokode 2	Prosjektering av betongkonstruksjoner
EN 1993	Eurokode 3	Prosjektering av stålkonstruksjoner
EN 1994	Eurokode 4	Prosjektering av samvirkekonstruksjoner for stål og betong
EN 1995	Eurokode 5	Prosjektering av trekonstruksjoner
EN 1996	Eurokode 6	Prosjektering av murkonstruksjoner
EN 1997	Eurokode 7	Geoteknisk prosjektering
EN 1998	Eurokode 8	Prosjektering av konstruksjoner i jordskjelvområder
EN 1999	Eurokode 9	Prosjektering av aluminiumskonstruksjoner

Tabell 1- Oversikt over Eurokoder (Standard.no, u.å.)

1.4.5 Fem design 21

FEM-Design 21 er et avansert programvareverktøy for analyse og design av konstruksjoner i byggebransjen. Programvaren benytter seg av Finite Element Method (FEM) for å utføre analyser av ulike typer konstruksjoner. FEM-Design 21 gir brukeren muligheten til å utføre ulike analyser, herunder statisk analyse, dynamisk analyse, stabilitetsanalyse og termisk analyse (StruSoft, 2021).

En av fordelene med FEM-Design 21 er dens brukervennlige grensesnitt og intuitive arbeidsflyt. Programvaren gir brukeren mulighet til å modellere og analysere komplekse konstruksjoner på en enkel og effektiv måte. Ved å bruke FEM-Design 21 kan brukeren opprette 3D-modeller av konstruksjoner, legge til ulike laster og definere materialer, før det utføres analyser og beregninger (StruSoft, 2021).

I FEM-Design 21 blir strukturer modellert med hensyn til materialegenskapene, som for eksempel elastisitet, plastisitet, og bruddmekanikk. Programmet inneholder en omfattende database med materialmodeller for anerkjente konstruksjonsmaterialer som stål, betong og tre. Det kan også legges til egne materialmodeller for å tilpasse analysen til spesifikke anvendelser. Materialegenskapene påvirker hvordan strukturer reagerer på laster og bidrar til å forutsi strukturens atferd under ulike forhold. (StruSoft, 2021).

FEM-Design 21 tar hensyn til ulike typer laster som kan påvirke en struktur, inkludert egenlast, levende laster, vindlaster og seismiske laster. Programmet bruker internasjonale standarder og retningslinjer, som eurokode og nasjonale tillegg, for å definere lastkombinasjoner og beregne lastenes effekt på strukturen (StruSoft, 2021).

1.4.6 PTC MathCAD Prime 7.0.0

Alle utførte håndberegninger i oppgaven er presentert i MathCAD. Programmet gir en systematisk oversikt over variabler og formler brukt i beregningene. Det er også et brukervennlig program, der muligheten til å endre variabelverdier har vist seg nyttig (Matchad, 2021).

1.4.7 OS-Prog

Focus Software leverer flere verktøy for byggeteknikk. Ove Sletten er en serie som har programmer for beregning og dimensjonering av konstruksjoner. Programmet brukes for beregning av laster (Foscus Software, u.å.).

1.4.8 OS-Lastberegning – Vindlast

Vindlast beregnes i OS-Lastberegning i henhold til standarden «NS-EN 1991-1-4 Vindlaster». Programmet beregner karakteristiske laster og formfaktor for inndeling av soner for vindlast (Foscus Software, u.å.).

1.4.9 OS-Lastberegning – Snølast

Snølast beregnes i OS-Lastberegning i henhold til standarden «NS-EN 1991-1-3 Snølaster». Programmet gir den karakteristiske snølasten med formfaktor. Det beregnes ved å bestemme parametere som geografisk plassering, utforming på tak og lignende data (Foscus Software, u.å.).

1.4.10 One Click LCA

Livsløpsanalyse for bæresystemet er analysert i programmet One Click LCA. Analysen vil vurdere livsløpet til et produkt eller summen av et produktsystem. Dette innebærer hele livsløpet fra råvareutvinning til dekonstruksjon og avfallshåndtering (One Click, 2022).

2. Generelt om betong og tre

Tre og betong representerer de mest utbredte byggematerialene globalt, hver med sine særegne egenskaper. Denne teksten vil undersøke fordelene og ulemper ved disse materialene ved å vurdere deres respektive kvaliteter og bruksområder.

Betong består av sement, vann, sand, tilslag og forskjellige tilsetningsstoffer, og er det mest brukte konstruksjonsmaterialet på verdensbasis. Det er et allsidig material med en billig og enkel produksjon. Det kan brukes til plasstøpte konstruksjoner eller som prefabrikkerte betongelementer som vegger, bjelker, søyler og dekker. (Thue, 2016) Materialets høye bæreevne og kompresjonsstyrke gjør det velegnet for konstruksjoner med høy trykkbelastning og stabilitet. Betongen har imidlertid ikke optimale strekkegenskaper. Som følge av dette legges det derfor inn armering for å forhindre sprekker og deformasjoner av strekkbelastninger. At betongen anses som en betydelig kilde til CO₂-utslipp representerer også en ulempe med materialet. (Kvellheim & Bramslev, 2020)

Tre er et fornybart materiale som tar opp CO₂ fra omgivelsene i vekstprosessen og lagrer dette gjennom hele dets levetid. Materialet har lave utslipp i forbindelse med utvinning, bearbeiding og transport. Bæreevnen har høy styrke i forhold til vekt, men er følsom for miljøpåvirkninger som fukt, temperatur og biologisk nedbrytning (Grønvold, 2019).

Limtre er en teknikk for å forbedre treets bæreevne og styrke egenskaper. Det består av flere trelag som er limt sammen under høytrykk og varme. Dette fører til et materiale som er mer stabilt og motstandsdyktig enn tradisjonelt konstruksjonstre.

Betong		Tre	
Fordeler	<ul style="list-style-type: none"> • Høy bæreevne og trykkapasitet • Lite vedlikehold • Motstandsdyktig mot brann • Lav kostnad 	Fordeler	<ul style="list-style-type: none"> • Høy styrke i forhold til vekt • Lavt CO2-utslipp • Fornybart • Bærekraftig
Ulemper	<ul style="list-style-type: none"> • Høyt CO2-utslipp • Sårbar for korrosjon av armering. • Ikke fornybar resurs • Lav strekkstyrke 	Ulemper	<ul style="list-style-type: none"> • Følsomt for fukt og råte • Lavere brannmotstand • Lavere bæreevne • Vedlikehold • Høy kostnad (Limtre)

Tabell 2 - En oversikt av fordeler og ulemper med betong og tre som material.

3. Lastgrunnlag

Dette kapittelet tar for seg lastene som påvirker konstruksjonen. Beregninger er gjort i henhold til standard, både for hånd og ved bruk av OS-prog og FEM-design.

3.1 Permanente laster

Permanente laster er laster fra konstruksjonens egenvekt og faste installasjoner. Permanente laster er egenvekt fra tak, etasjeskiller og andre elementer som bærende vegger, søyler og bjelker. Egenlast fra de forskjellige konstruksjonselementene er beregnet både for hånd, og direkte ut FEM-design.

3.2 Variable laster

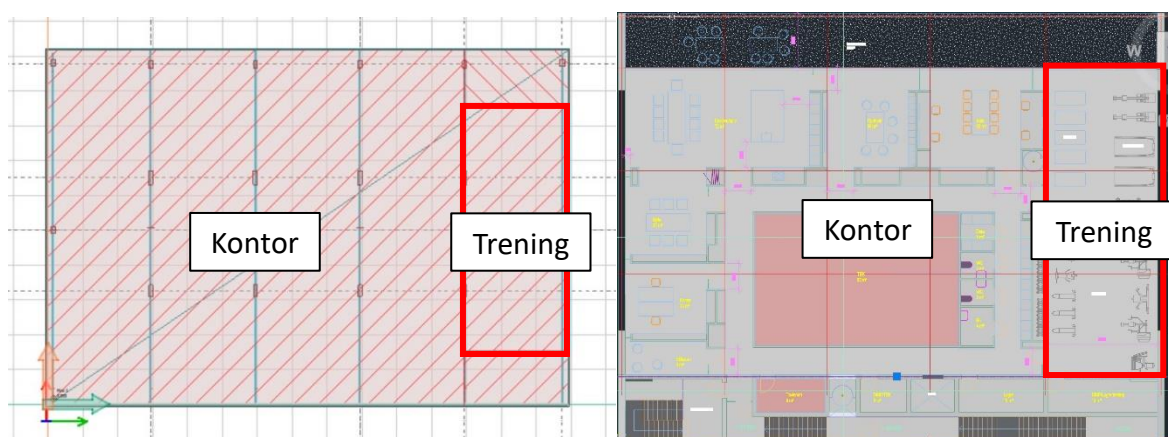
3.2.1 Nyttelaster

Eurokode 1 "NS-EN-1991-1-1 Laster på konstruksjoner" har oversikt i nyttelastkategorier i Tabell NA.6.1. Dersom arealet brukes til flere formål velges det mest ugunstige lasttilfellet. Bruk av areal i andre etasje er ikke avklart, og det kunne vært vurdert som boligareal. Det velges heller kontorareal til konservativ side. Nyttelasten blir dermed satt til kategori B og 3,0 kN/m² [Tabell NA.6.2]. Det er prosjektert treningsrom i andre etasje, hvor nyttelasten blir satt til kategori C og underkategori C₄ som er nyttelast for arealer med mulighet for fysisk aktivitet. [NA.6.3.1.2, Tab NA.6.2] (*Standard Norge NS-EN 1991 - 1-1 Laster på konstruksjoner*, 2008).

NS-EN 1991-1-1: Punkt, NA.6.3.1.2, Tab NA.6.2

Kategori	Underkategori	Verdi
B	Kontorarealer	3 kN/m ²
C	C ₁ - Arealer med bord osv, for eksempel i skoler, kafeer, restauranter osv.	3 kN/m ²
	C ₂ - Arealer med faste seter, for eksempel kinosal, konferanse rom osv.	4 kN/m ²
	C ₃ – Arealer uten hindringer, for personer i bevegelse som hoteller, sykehus osv.	5 kN/m ²
	C ₄ – Arealer med muligheter for fysisk aktiviteter som dancesaler, gymnastikkrom osv.	5 kN/m ²
	C ₅ – Arealer med som lett overfylles som for eksempel konsertsaler, idrettshaller osv.	5 kN/m ²

Tabell 3- Verdier for nyttelast kategori C. (Standard Norge NS-EN 1991 - 1-1 Laster på konstruksjoner, 2008)



Figur 4 - Nyttelast for kontor og trening i FEM-design og DWG-fil i AutoCAD.

3.2.2 Snølast

Snølast er en nyttelast basert på sesong, topografi, lokalisasjon og utforming av konstruksjonen. Dagens krav for konstruksjoner finner man i standarden (*Standard Norge NS-EN 1991 -1-3 Snølaster*, 2008) I tabell NA.4.1(901) er det gitt verdier for karakteristisk snølast for alle kommuner før kommunesammenslåingen i 2020. Verdiene er basert på en returperiode på 50 år.

Kommune	S_{k0} [kN/m ²]	H_g [m]	ΔSK [kN /m ²] (fiks på skrift)	SK_{maks} [kN/m ²]
Bergen	2,0	150	0,5	-

Tabell 4 - Hentet ut fra NS-EN-1991-1-3, Tabell NA.4.1(901).

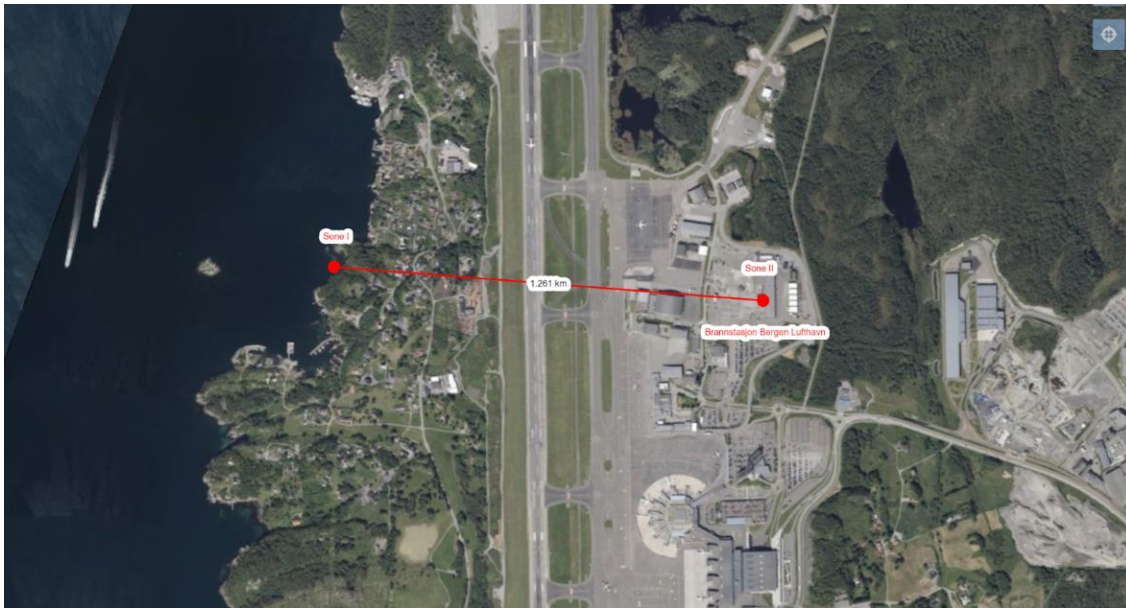
$$S = \mu_i \times C_e \times C_t \times S_k$$

Formel 1 - [Formel 5.1 (Standard Norge NS-EN 1991 -1-3 Snølaster, 2008)]

Formel 1 beregner snølast med hensyn på følgende faktorer. S_k er den karakteristiske snølasten oppgitt i snølaststandarden. μ_i beskriver snøens formfaktor. Formfaktoren påvirkes av vinkel og form for tak, noe som kan medføre ulik mengde av last på et og samme tak. C_e er eksponeringskoeffisienten. Den påvirkes av hvor godt topografien skjermer for vind, og kan variere fra vindutsatt [0,8] til skjermet [1,2]. C_t er den termiske koeffisienten. Den er ofte satt til 1,0 med mindre man har tak med høy dokumentert varmegjennomgang ($<1 \text{ W/m}^2 \text{ K}$). Resultatet av snølastberegning gir 1.6 kN/m^2 . (*Standard Norge NS-EN 1991 -1-3 Snølaster*, 2008) Full beregning for OS-prog og for hånd kan sees i vedlegg A1 og A2.

3.2.3 Vindlast

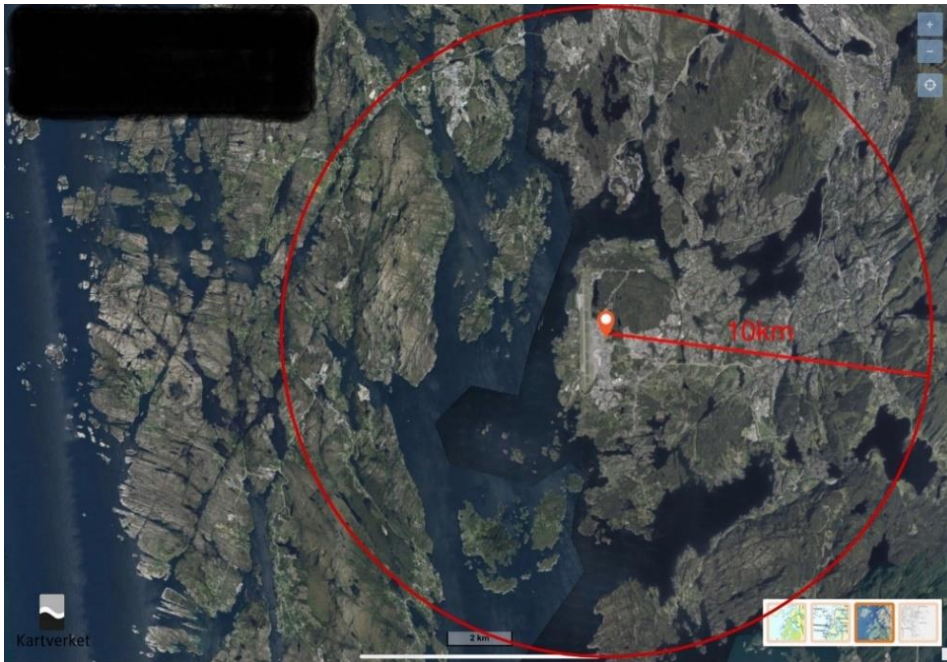
Brannstasjonen befinner seg på Bergen Lufthavn, hvor beliggenheten er delvis vindutsatt. Området har spredt bebyggelse med variert natur rundt. Terrengruhetskategoriene går fra 0 til IV der 0 har lavest ruhet. Prosjektet er vurdert til å ligge i kategori II, og har overgangssone til sone I. Avstanden til sonen er 1.2 km og er illustrert på figur 5.



Figur 5 - Avstand til overgangssoner med omtrentlige mål (Kartverket, 2023)

Beregningen av vindlast er gjort i henhold til Standard NS-EN 1991-1-4 vindlaster. Referansevindhastighet er 26 m/s for Bergen kommune, og hentet fra tabell [NA.4(901.1)]. Diverse faktorer brukes for å beregne basisvindhastighet, som gir mulighet for en reduksjon av referansevindhastigheten. Faktorene som påvirker basisvindhastighet avhenger av nivå, retning, årstid og returperiode. De er konservativt satt lik 1.0 i beregningene. Basisvindhastighet er dermed lik referansevindhastighet på 26 m/s (*Standard Norge NS-EN 1991 -1-4 Vindlaster*, 2009).

Dersom byggested befinner seg på lesiden av terreng som har fall større enn 30° vil stedsvindhastighet få en økning. I henhold til standard skal dette tas hensyn til i 10 km fra byggested. Dette vil ikke gjelde for tomten til brannstasjonen, vist på figur 6.

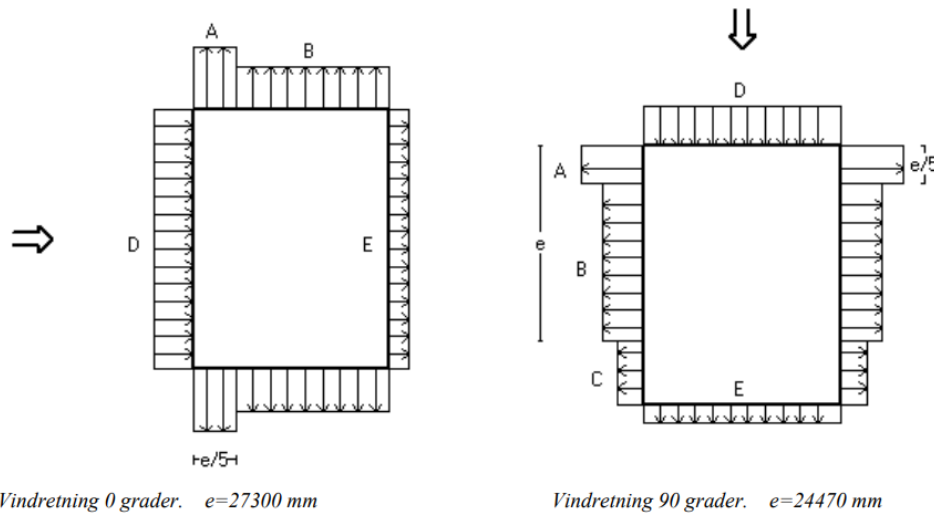


Figur 6 - Kart som viser avstand fra byggested (Kartverket, 2023)

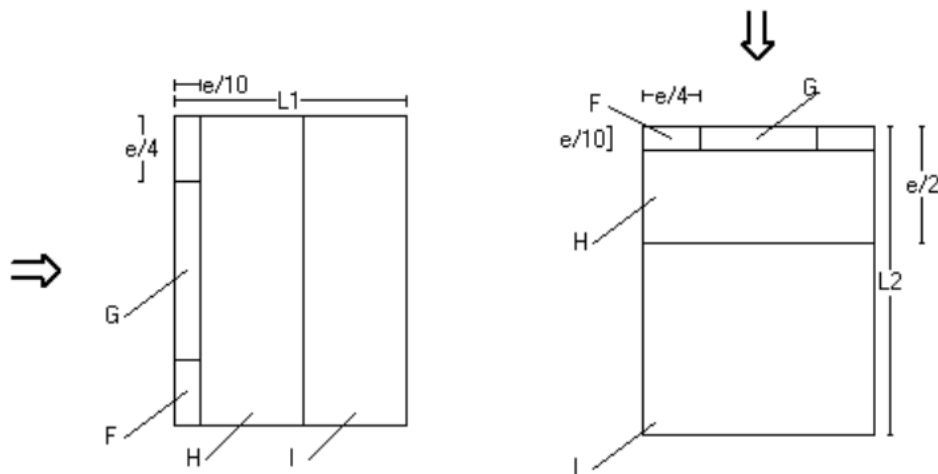
Lastberegningen for de ulike sonene har blitt utført i OS prog se vedlegg A3. Sonene indikerer ulike områder på yttervegg og tak som vist i figur 7 og 8. For lastverdier se tabell 5. Sone E for yttervegg er ikke gjeldende ettersom den tidligere brannstasjonen befinner seg i den sonen.

$Q_{kast} = 1.071 \text{ kN/m}^2$					
Utvendig vindlast yttervegger			Utvendig vindlast tak		
Sone	Formfaktor	Last (kN/m ²)	Sone	Formfaktor	Last (kN/m ²)
A	-1.2	-1.28	F	-1.6	-1.71
B	-0.8	-0.86	G	-1.1	-1.18
C	-0.5	-0.54	H	-0.7	-0.75
D	0.72	0.77	I	+/-0.2	+/-0.21
E	-0.34	-0.37			

Tabell 5 - Vindlastene i de ulike sonene for yttervegger og tak. Positiv verdi er trykk og negativ verdi er sug.



Figur 7 - Viser plasseringen for de ulike sonene for vindlast på yttervegg (Vedlegg A3 vind OS-prog).



Figur 8 - Viser plasseringen for de ulike sonene for vindlast på tak. $e = 27300$ for første figur og $e = 24470$ for andre figur (Vedlegg A3 vind OS-prog).

3.2.4 Ulykkeslaster

Risikonotat for brannstasjonen ble ikke vedlagt i rapporten fra COWI. Det antas å være gradert siden tomten er lokalisert inne på området til en nasjonal flyplass. Ulykkeslastene vil derfor antas og fortutsettes.

Ulykkeslaster er en type last som oppstår som følge av naturkatastrofer, ulykker eller andre unormale tilstander. På en brannstasjon med to etasjer er det vurdert å ta hensyn til påkjørings- og eksplosjonslast. Laster som skyldes seismisk påvirkning vil bli regulert i henhold til (*Standard Norge NS-EN-1998 Eurokode 8 Prosjektering av konstruksjoner med seismisk påvirkning*, 1998).

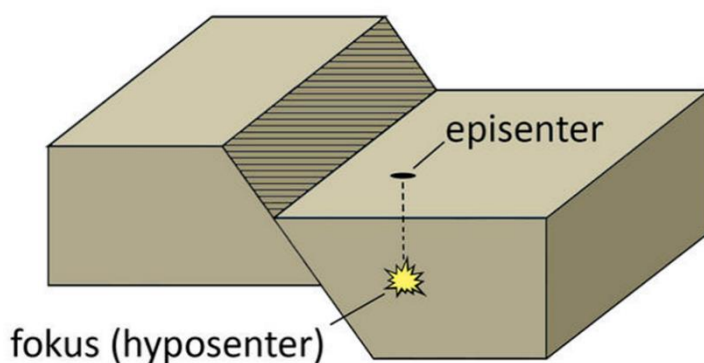
Det befinner seg ingen trafikkerte veier i nærheten av bygningen, dermed vil påkjøringslast fra kjøretøy i fart bli neglisjert. Det kan imidlertid oppstå støtkraft fra brannbilene i parkeringsanlegget som kan påvirke bæreevnen til konstruksjonselementene. Her vil det vurderes om støtlaster fra brannbilene er dimensjonerende til å gjøre endringer på egenskapene til de bærende elementene i garasjen [Tabell NA.4.1 Ulykkeslaster] (*NS-EN 1991-1-7 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-7: Almenne laster - Ulykkeslaster*, 2008)

Ekspllosjonslast er en form for ulykkeslast som kan oppstå som følge av terrorhandlinger eller ulykker. Det antas at risikoen for at bygningen inneholder eksplosive stoffer eller blir utsatt for terrorangrep er lav.

3.3 Seismisk last

Seismiske påvirkninger kan oppstå av naturlige brudd i jordskorpen der det sendes ut bølger og rystelser i grunnen. Størrelsene vil variere fra svært alvorlig til umerkelig. Selv om enkelte geografiske områder er mer utsatt, kan seismiske laster forekomme over alt i verden.

Naturlige brudd i jordskorpen oppstår ved at platene som utgjør jordskorpen kommer i kontakt med hverandre og oppretter spenninger og deformasjoner. Hvis spenningen blir for stor vil jordskorpen gi etter og slipper ut den oppsamlede energien som fører til plateutgliding og jordskjelv. (Bungum, 2020).



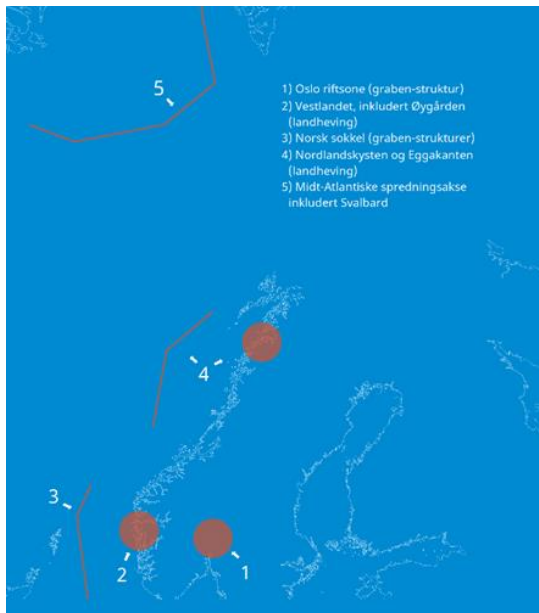
Figur 9 - Viser en plateutgliding (Norsar, 2019).

3.3.1 Jordskjelv i Norge

Til tross for at det kan oppstå jordskjelv i Norge, oppstår det sjeldent kritiske tilfeller. Dette skyldes at Norge ligger relativt sentralt på en tektonisk plate, og at det dermed er lang returperiode mellom de store jordskjelvene. Norge er likevel det landet i Nord-Europa som oftest utsettes for små jordskjelv. Jordskjelvene vil utløse spenninger i jordskorpen som må vurderes når man dimensjonerer bygninger (*Jordskjelv i Norge*, u.å.).

3.3.2 Jordskjelvanalyse

Brannstasjonen på Flesland vil være innenfor område 2 i figur 10. Figuren beskriver de mest utsatte jordskjelvområdene i Norge (*Jordskjelv i Norge*, u.å.). Det vil da være behov for vurdering av seismiske påvirkninger i prosjekteringen.



Figur 10 - Utsatte jordskjelvområder i Norge (*Jordskjelv i Norge*, u.å.)

Det er krav til kjennskap til byggegrunn for å sette den i en riktig grunntypeklasse. På figuren ser man brannstasjonen innenfor den røde firkanten. Kartet viser at det er løsmasser hvor brannstasjonen er plassert. Informasjonen er hentet fra Norges geologiske grunnundersøkelse, og forteller at hele området har masser som består av bart fjell med stedvis tynt dekke (*Geologiske kart*, u.å.). Det er også fylt med sprengstein på tomten. Bergarten på stedet er granittisk gneis, og dybden fra overflate til fjell er antatt til 6-7m. Antagelser er gjort fra opplysninger fra forprosjektrapport som finnes i eget dokument i vedlegg.

Det vil derfor være konservativt å sette grunntypen til Klasse B.



Figur 11 - Viser løsmasseflater ved Bergen Lufthavn (Geologiske kart, u.å.)

Tabell 3.1 – Grunntyper

Grunntype	Beskrivelse av stratigrafisk profil	Parametere		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPPT} (slag/30cm)	c_u (kPa)
A	Fjell eller fjell-liknende geologisk formasjon, medregnet høyst 5 m svakere materiale på overflaten.	> 800	–	–
B	Avleiringer av svært fast sand eller grus eller svært stiv leire, med en tykkelse på flere titalls meter, kjennetegnet ved en gradvis økning av mekaniske egenskaper med dybden.	360 – 800	> 50	> 250
C	Dype avleiringer av fast eller middels fast sand eller grus eller stiv leire med en tykkelse fra et titalls meter til flere hundre meter.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Avleiringer av løs til middels fast kohesjonsløs jord (med eller uten enkelte myke kohesjonslag) eller av hovedsakelig myk til fast kohesjonsjord.	< 180	< 15	< 70
E	En grunnprofil som består av et alluviumlag i overflaten med v_s -verdier av type C eller D og en tykkelse som varierer mellom ca. 5 m og 20 m, over et stivere materiale med $v_s > 800$ m/s.			
S ₁	Avleiringer som består av eller inneholder et lag med en tykkelse på minst 10 m av bløt leire/silt med høy plastisitetsindeks ($PI > 40$) og høyt vanninnhold.	< 100 (indikativ)	–	10 - 20
S ₂	Avleiringer av jord som kan gå over i flytefase (liquefaction), sensitive leirer eller annen grunnprofil som ikke er med i typene A – E eller S ₁ .			

Figur 12 - Tabell som veileder til valg av grunntype og dens parametere (Standard Norge NS-EN-1998 Eurokode 8 Prosjektering av konstruksjoner med seismisk påvirkning, 1998).

For å kartlegge seismisk påvirkning må det velges en seismisk klasse. Figur 13 viser tabell NA.4(902) i NS-EN-1998 Eurokode 8 som veileder valg av klassene. Konstruksjonen er kategorisert som viktig infrastruktur og kan klassifiseres som IIIb, og etter merknad eventuelt IIIa. (Standard Norge NS-EN-1998 Eurokode 8 Prosjektering av konstruksjoner med seismisk påvirkning, 1998)

Merknaden i veiledningen for klassifisering vil normalt plassere en brannstasjon i IIIb, det er likevel mulighet for å begrunne en plassering i IIIa. I dette tilfellet er det fylt med sprengstein av god kvalitet under fundamentene. NGU sitt kart for løsmasser viser også at området vi bygger i har stedvis løsmassedekke (*Geologiske kart*, u.å.). Eventuell løsmasse forventes å bli komprimert for å fylles med sprengstein. Konstruksjonen vår er 10,2 meter høyt, og ansees ikke som ekstra utsatt for seismisk påvirkning på grunn av høyden til bygget. Tatt argumentene i betraktning plasseres konstruksjonen i seismisk klasse IIIa.

Byggverk	I	II	IIIa	IIIb	IV
Byggverk der konsekvensene av sammenbrudd er særlig store					x
Viktig infrastruktur: sykehus, brannstasjoner, redningssentraler, kraftforsyning og lignende			(x)	x	
Industrianlegg ^{a)}		x	x		
Tårn, skorsteiner, siloer	(x)	x			
Kaier og havneanlegg ^{b)}	x	(x)			
Støttmurer, nedgravde konstruksjoner, geotekniske konstruksjoner ^{c)}	x	(x)			
Byggverk med store, og vedvarende, ansamlinger av mennesker og som ofte er i bruk: kjøpesentre, konferanselokaler, kinosaler, kulturelle institusjoner			x		
Byggverk med store, men sjeldne, ansamlinger av mennesker: tribuner, sportshaller		x			
Byggverk med små, men vedvarende, ansamlinger av mennesker og som ofte er i bruk: idrettsbygg		x			
Skoler og institusjonsbygg		(x)	x		
Kontorer, forretningsbygg, hotell og boligbygg		x			
Småhus, rekkehus, mindre lagerhus	x				
Landbruksbygg ^{d)}	x				
Kaier og fortøyningsanlegg for sport og fritid	x				
MERKNAD Kryss uten parentes angir normalt valg av seismisk klasse. a Der det er fare for stor skade på miljø og/eller biomangfold bør klasse IIIa velges. b Der havneanlegg er en del av industrianlegg må disse vurderes også som industrianlegg c Der bortfall av konstruksjoner påvirker stabiliteten til en konstruksjon med høyere konsekvensklasse må tilsvarende høyere konsekvensklasse vurderes. Konstruksjoner som bidrar til stabilitet langs vei og spor bør vurderes tilsvarende som bruer, se NS-EN 1998-2/NA. d Landbruksbygg med fare for stor skade på miljø bør vurderes som industribygg					

Figur 13 - Veiledning til valg av seismisk klasse (Standard Norge NS-EN-1998 Eurokode 8 Prosjektering av konstruksjoner med seismisk påvirkning, 1998)

3.3.3 Utelatelsekriterier

Nasjonalt tillegg i NS-EN-1998 eurokode 8 gir i punkt NA.3.2.1(5) fem kriterier for å påvise motstand mot seismisk påvirkning. At konstruksjonen befinner seg i seismisk klasse I-IIIa er en forutsetning for at kriteriene er gjeldende. Om et av kriteriene oppfylles, kan en unngå å

regne på seismisk last. Viser til utelatelsekriteriene i tabell 6 (*Standard Norge NS-EN-1998 Eurokode 8 Prosjektering av konstruksjoner med seismisk påvirkning*, 1998).

Utelatelsekriterier	
1.	Konstruksjoner er i seismisk klasse I
2.	Konstruksjoner der grunnakselerasjon tilfredsstillende formelen $ag \cdot S \leq 0,50 \text{ m/s}^2$
3.	Konstruksjoner der grunnakselerasjon tilfredsstillende formelen $ag \leq 0,30 \text{ m/s}^2$
4.	Konstruksjoner der dimensjonerende brukstid mindre eller lik 2 år
5.	konstruksjoner med dimensjonerende akselerasjon $S_d \leq 0,50 \text{ m/s}^2$

Tabell 6 - Kravene for de fem utelatelsekriteriene. (Standard Norge NS- EN 1995 Eurokode 5 Prosjektering av trekonstruksjoner, 2008)

Beregninger for utelatelsekriterier er utført i Mathcad i vedlegg A4. Etter vurderingene om seismisk klasse og grunntype ble ingen av utelatelsekriteriene oppfylt. Dette medfører at påvirkning av jordskjelv skal beregnes og eventuelt dimensjoneres etter. Det sees likevel bort fra beregning av jordskjelv ettersom det er en omfattende prosess og lite relevant for oppgaven.

3.4 Lastkombinasjoner

Lastene som er påført konstruksjonen kombineres i henhold til «NS-EN-1990 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner». FEM-design har funksjoner som kombinerer de ulike lastene i modellen (*Standard Norge NS-EN 1991 - 1-1 Laster på konstruksjoner*, 2008).

No.	Name	Type	Duration class (EN 1995 1-1)
1	Påført egenlast	Ordinary	Permanent
2	Egenlast	+Struc. dead load	Permanent
3	Snø	Ordinary	Short-term
4	Nytte treingsrom	Ordinary	Long-term
5	Nytte Kontor	Ordinary	Long-term
6	Vind x	Ordinary	Instantaneous
7	Vind y	Ordinary	Instantaneous
8	Svinn	+Shrinkage	Long-term
9	Påkjøring	Ordinary	Instantaneous

No.	Name	Type	Factor	Included load cases
1	LC1,LS	U	1.35	Påført egenlast
			1.35	Egenlast
			1.00	Svinn
			1.05	Snø
			1.05	Nytte treingsrom
			1.05	Nytte Kontor
			0.90	Vind x
			0.90	Vind y
2	LC2,LS	U	1.202	Påført egenlast
			1.202	Egenlast
			1.00	Svinn
			1.50	Snø
			1.05	Nytte treingsrom
			1.05	Nytte Kontor
			0.90	Vind x
			0.90	Vind y
3	LC3,LS	U	1.202	Påført egenlast
			1.202	Egenlast
			1.00	Svinn
			1.50	Nytte treingsrom
			1.50	Nytte Kontor
			1.05	Snø

Figur 14 - Viser de ulike lastene og noen lastkombinasjoner i modellen.

Ved beregning av lastkombinasjoner blir lastene tildelt lastfaktorer som er ulike for hver kombinasjon. I analysen som utføres i FEM-design kan dette benyttes for å se hvilke tilfeller som gir størst belastning og blir dimensjonerende.

4. FEM-Design Modeller

4.1 Grunnlag for modeller

Det er modellert to modeller i FEM-design for tilbygget på brannstasjonen. Modell av bæresystem i tre er basert på en IFC-fil og dwg-filer fra arkitekt sammen med en forprosjektrapport levert av COWI. Hensikten med modellen er å skape et grunnlag for en ny modell, samt hente ut materialmengder til videre analyser. Det er ikke tatt hensyn til funksjonen av bæresystemet i tre.

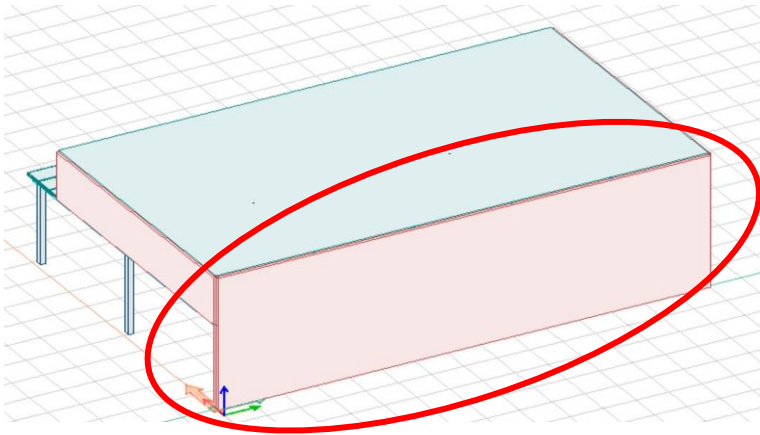
Modell av bæresystem i betong er en kopi av tre-modellen, der bæresystemet er endret på etter egen dimensjonering. Denne er brukt til å lage lasttilfeller og lastkombinasjoner, finne belastning på bæresystem og for å hente ut materialmengder. Verdier for belastning på bæresystem er blitt sammenlignet med håndberegninger, der resultatene fra FEM-design blir sett på som unøyaktige. Forskjellene er basert på beregninger i kapittel 5, og prosentvise avvik vises i tabell 7. Resultatene fra FEM-design er brukt i tilfeller der det ikke har blitt regnet for hånd. Det henvises til i vedlegg del B for beregninger.

Mål til modellene ble hentet ut fra IFC-fil. Filen er åpnet og tolket i Revit og FEM-design. Det er blitt gjort antakelser av noen mål og alle materialkvaliteter, ettersom arkitektfilen-filen viser materialtype, men ikke materialkvalitet. Løsningen til COWI inneholdt også flere bærende vegger, vises til i kapittel XX (Opprinnelig modell), som gjorde det utfordrende å modellere en presis kopi av modell i FEM-design. Antakelsene har dermed gjort at konstruksjonen er modellert ulikt den originale løsningen til COWI. Dette har begrenset betydning ettersom de gir like forutsetninger, og er like i begge modellene.

4.2 Modell av bæresystem i tre

Originalt er det modellert en vertikalkjerne av betong som binder sammen det nye tilbygget med resten av brannstasjonen. På grunn av mangel på informasjon er vertikalkjernen byttet ut med en 400 mm tykk betongvegg som nyttes til innfesting av bjelker og avstivning av bygget. Vegg har samme funksjon som vertikalkjernen og er hverken inkludert i kontroller eller

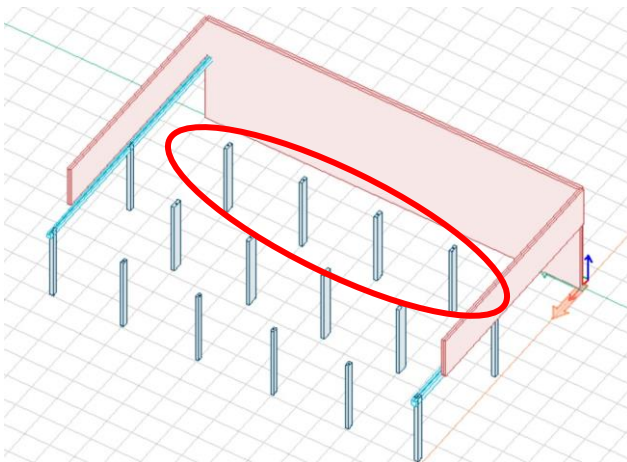
LCA-analysen utført senere i oppgaven.



Figur 15 - Betongveggen som erstatter vertikalkjernen.

De innvendige bærende veggene erstattes med fire søyler i tre, like i begge modeller.

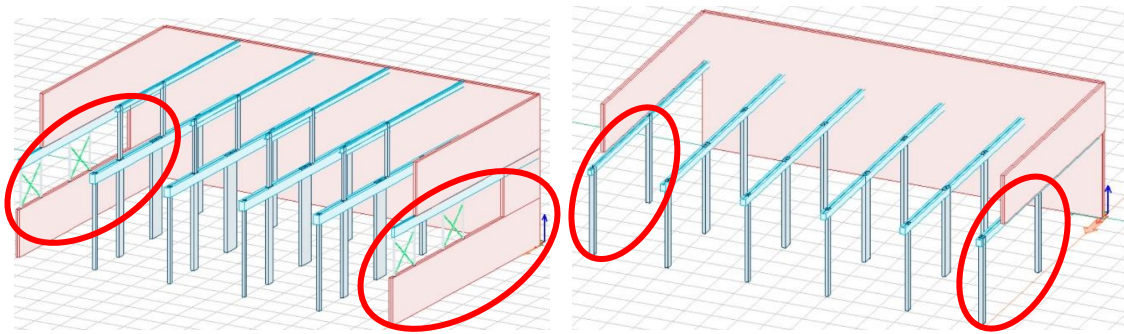
Hensikten med de er å redusere spennvidden på bjelkene i første etasje, en effekt som de eksisterende innvendige veggene har. Endringen er gjort på grunn av uklarheter i informasjon i bygget, og ettersom de er like i begge modellene kan de sees bort fra i sammenligningen av konstruksjonene.



Figur 16 - Tresøylene som erstatter de innvendige bærende veggene.

4.3 Modell av bæresystem i betong

Modellen i tre inkluderte flere bærende vegger, men i modellen i betong vil de erstattes med søyler. I første etasje er det originalt 300 mm tykke betongvegger som sammen med fire stålsøyler bærer kortsidene av bygget, se figur 17. Dette erstattes i betongforslaget av to betongsøyler på hver side som med samme effekt, bærer sidene.



Figur 17 - Viser eksisterende og ny løsning.

I tillegg til betongveggen på langsiden er det to andre bærende vegger i bygget. På kortsidene i andre etasje er det fasadevegger i 300 mm massivtre som er identiske i begge modellene. Det er det eneste treelementet som brukes i betongmodellen. Dette fordi lastene i andre etasje er vesentlig mindre enn i første, og søyler er dermed ikke like aktuelt. Siden det brukes samme vegger i begge modeller sees de bort fra i LCA-analysen.

4.4 Kontroll av modell

Dimensjon	Overslag		FEM-Design		Prosent	
	Ved [kN]	Med [kNm]	Ved [kN]	Med [kNm]	Ved [%]	Med [%]
Bjelke 400x500	241	151	255	105	106	46
Bjelke 450x600	298	264	286	117	96	34
Bjelke 300x450	214	114	128	32	60	21
Dimensjon	Overslag		FEM-Design		Prosent	
	Ned [kN]		Ned [kN]		Ned [%]	
Søyle 240x800	915		1042		114	
Søyle 240x450	227		290		128	
Søyle 400x400	582		849		146	
Søyle 200x200	309		424		137	

Tabell 7 - Forhold mellom verdier fra håndberegninger og FEM-design

Det er gjort håndberegninger for de mest utsatte bjelkene og søylene med forskjellig tverrsnitt. Som nevnt i kapittel 4.1, betraktes verdiene fra FEM-design som unøyaktige. Tabell 7 viser at verdiene for moment er vesentlig lavere i FEM-design, og aksialkraft er høyere i FEM-design. Skjærkraft er mer nøyaktig enn de andre verdiene, men en ser at det er avvik i bjelke 300x450. På grunn av unøyaktige beregninger i FEM-design blir håndberegninger brukt til videre dimensjonering. Se vedlegg C4-C7 for håndberegninger av bjelker og søyler.

5. Armering og dimensjonering

Kapittelet vil ta for seg armering og dimensjonering av bjelker og søyler. Beregninger baserer seg på laster som virker på konstruksjon, vist i tabell 8.

Last	kN/m	Retning
Bruddgrense		
Kontor	13,5	Nedadrettet
Trening	22,5	Nedadrettet
Påført egenlast	2.16	Nedadrettet
Egenlast	9,9	Nedadrettet
Vind x	3,5	Fra siden
Total	48,06	Nedadrettet

Tabell 8 - De ulike lastene som virker på konstruksjonen

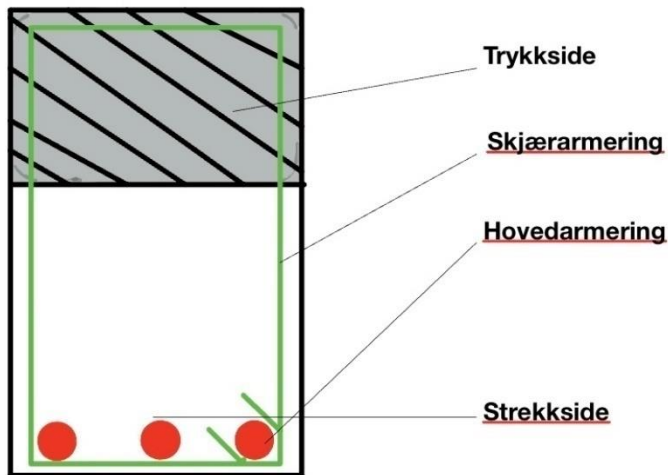
5.1 Bjelker

Følgende kapittel vil ha gjennomgang av viktige komponenter for dimensjonering av bjelker i betong i henhold til standard «NS-EN-1992-1-1». Det vil være en generell del som beskriver grunnlaget for dimensjonering som er utført, etterfulgt av en presentasjon av søyledimensjoner. (*Standard Norge NS-EN 1992- 1-1 Eurokode 2 Prosjektering av betongkonstruksjoner*, 2018)

5.1.1 Hovedarmering

Hovedarmeringen brukes for å motstå momentkrefter i bjelker. Momentpåkjenningen vil utsette bjelken for trykk på den ene siden og strekk på den andre. Betong har ofte tilstrekkelig kapasitet alene til å tåle trykkpåkjenninger, men det er likevel mulig å legge inn trykkarmering for å øke trykkapasiteten om nødvendig. På strekksiden sees det bort fra egenskapene til betong, og det legges inn jern i lengderetningen for å motstå strekkpåkjenningen.

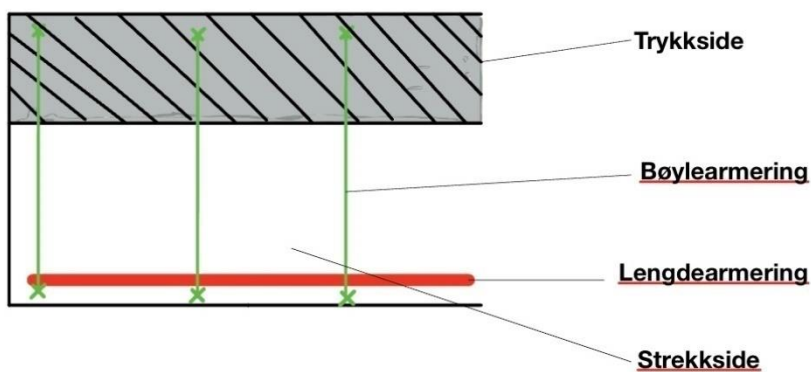
Tøyningen i stålet bestemmer om tverrsnittet er under-, normal-, balansert- eller overarmert. Valget av et underarmert tverrsnitt vil resultere i at armeringen deformeres plastisk tidligere enn betongen. Brudd i stål er seigt, noe som vil føre til at jernet fysisk strekker seg i betongen. Betongen er på sin side et sprøere materiale og vil derfor knuses når flytespenning er nådd.



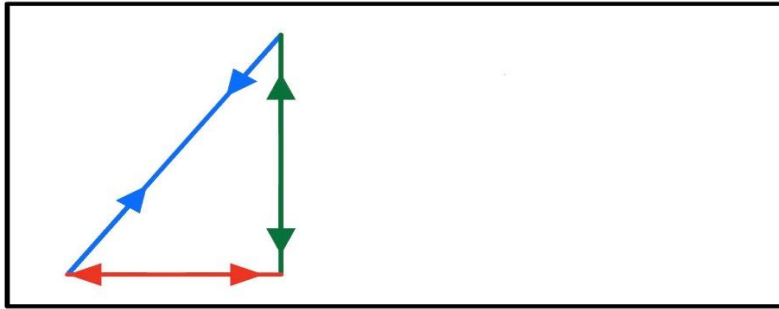
Figur 18 - Tverrsnitt av en betongbjelke som viser plassering av armering og krefter for sidene.

5.1.2 Skjærarmoring

Ved momentpåkjennte bjelker vil det nesten alltid oppstå skjærkrefter. Her vil det legges inn skjærarmoring slik at tverrsnittet deles inn i strekk- og trykksoner. Skjærarmoringen består av bøylor som danner et internt fagverk i bjelken. Bøylene plasseres oftest vertikalt på tvers av bjelkens lengderetning med en fast senteravstand.



Figur 19 - Snitt fra siden av en betongbjelke.



Figur 20 - Det interne fagverket i en bjelke

I det interne fagverket i figur 20 vil betongen ta trykkrefter diagonalt mellom bøyene, mens stålet tar strekkreftene vertikalt. Dette fører til økning av strekkrefter i hovedarmeringen.

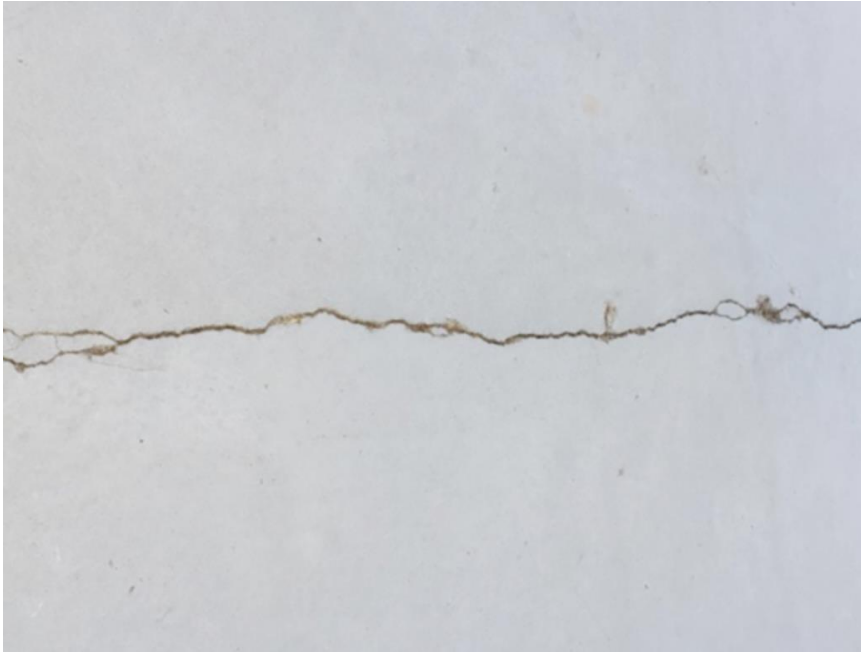
I områder der skjærkraften er lik null, er det også lagt skjærarmering. Det er derfor ikke tatt hensyn til økt skjærarmering selv om kreftene øker i lengderetning. Med skjærbøyler langs hele bjelken vil momentet fra skjærkraften og utnyttelsen av hovedarmeringen avta slik at det er økt kapasitet fra den økte skjærkraften i lengderetning.

5.1.3 Forankring

Forankring av hovedarmeringen er nødvendig for å sikre at den har tilstrekkelig kapasitet til å ta påkjenningene. Det vil være et ekstremalpunkt av skjærkraften på enden av en fritt opplagt bjelke, der en del av kraften vil føres ned i hovedarmeringen over det teoretiske opplegget. Jernets lengde som går forbi det teoretiske opplegget kalles for forankringslengde. Her vil forankringskapasitet regnes som et produkt av forankringslengden, jernets helfasthet og strekkfastheten til betongen.

5.1.4 Rissviddekontroll

Bjelkene befinner seg i eksponeringsklasse XC3 [“NS-EN 1992-1-1, Tabell NA.4.2”]. Riss skal da kontrolleres lasttilfellet «tilnærmet permanent». Ut fra denne informasjonen, tverrsnittsdata og tabeller fra standard er det mulig å regne ut den maksimalt tillatte rissvidden.



Figur 21 Eksempel på riss i betong forårsaket av svinn (Stærk & Co AS, 2022)

Riss oppstår i betongen når den utsettes for en strekkbelastning som er større enn strekkkapasiteten. For å beregne rissvidder må man ta hensyn til faktorer som eksempelvis kryp, som igjen defineres av betongtype, tverrsnitt, relativ fuktighet og tidspunkt ved avlastning (Hjort-Hansen, 2022).

Kryp er en deformasjon av et material over tid på grunn av ytre belastning (Scott, 2021). Kryptallet vil i beregningene settes forenklet til 2,4, som brukes til å beregne effektiv E-modul av betongen. Effektiv E-modul er nødvendig for å regne ut det effektive arealet av betongstrekksonen, som blir brukt for å regne ut spenningen til stålet. Verdien av stålets spenning blir brukt til å regne ut tøyingsforskjellen mellom stålet og betongen i området betongen risser. Ut fra tøyingsforskjellen kan man finne opptredende rissvidde i gjeldende tverrsnitt.

Opptredende rissvidde regnes ut ved formel 2. Beregningene baseres på faktorer nevnt ovenfor sammen med variabler fra tabell 9. For at risskontrollen skal være godkjent må rissvidden være mindre enn den tillate rissvidden. Detaljert utregning av riss finnes i vedlegg C8-C10.

$$W_k := S_r \cdot Max \cdot \epsilon_{sm} \cdot \epsilon_{cm} =$$

Formel 2 - Beregning opptredende rissvidde

NS-EN-1992: 7.3.4(2), NA.7.4.2.(2), NA.7.2.(3) og NA.7.2(5)

Faktor	Verdi	Grunnlag
K1	0,6	Hefteegenskap til armering
K2	0,45	Tøyningsfordeling
K3	3,4	Spenningsvariabel
K4	0,425	Spenningsbegrensning
Kt	0,4	Langtidslast

Tabell 9 - Faktorer for beregning

5.1.5 Nedbøying

Nedbøying er kontrollert i «tilnærmet permanent» lasttilfellet, siden konsekvens av nedbøying omhandler estetiske krav og brukskrav. Nedbøying vil være avhengig av betongens effektive E-modul og kryptall. Her vil kryptallet også settes forenklet til 2,4. I formel 3 vil det tas hensyn til tverrsnittets rissede stivhet. Dette blir gjort ved faktoren **nf**, som er et forhold mellom effektiv E-modul til stål og betong.

$$\text{nedbøying} := \frac{\text{Karakteristisk_Med} \cdot \text{Spennvidde}^2}{E_{\text{effbetong}} \cdot \text{Itv.sn.risset} \cdot \text{nf}}$$

Formel 3 - Beregning av nedbøying

Standarden stiller krav til at nedbøying ikke skal overskride spennvidde/250. Dersom kravet ikke overholdes, må det støpes med en overhøyde på spennvidde/250. Er nedbøyingen på over spennvidde/125 kan det vurderes andre tiltak, som for eksempel endring av tverrsnitt, armering, betong, eller utforming av konstruksjonsdeler.

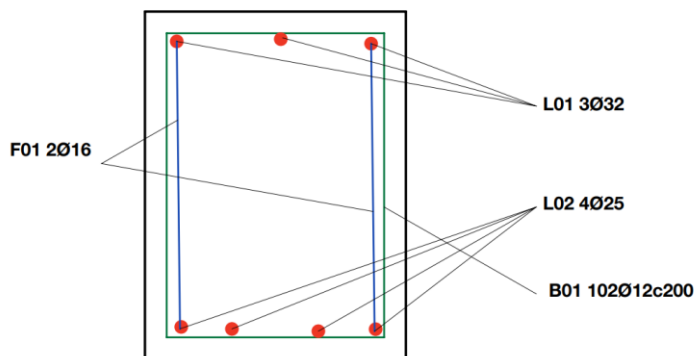
5.1.7 Svinn- og fordelingsarmering

Svinn- og fordelingsarmeringen legges for å fordele krefter og motvirke opprissing i betongen. Armeringen vil bli lagt med en diameter på 12 mm og maksimal senteravstand på 300mm. Dette er lagt for samtlige bjelker og søyler hvor avstand av innlagt lengdearmering er over 300mm. Svinn- og fordelingsarmeringen vil utelates fra beregning og bøyeliste.

5.2 Bjelkedimensjoner

For alle tilfeller med like tverrsnitt har bjelken med mest ugunstig lastpåkjenning blitt kontrollert og dimensjonert deretter. Beregnet armering blir brukt i de resterende bjelkene med like forutsetninger. Beregninger viser at de mest ugunstige lasttilfellene i bruddgrense overholder krav om kapasitet, maksimal armering, minimum armering, riss, forankring og nedbøyning.

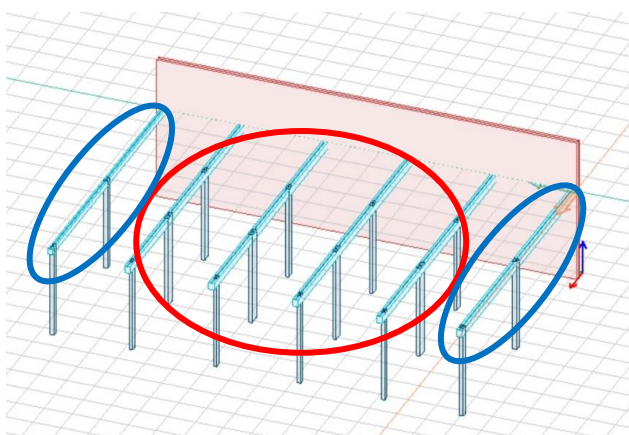
Armeringstegning bjelke 400x500



Figur 22- Armeringstegning med armering

5.2.1 Betongbjelke 400x500

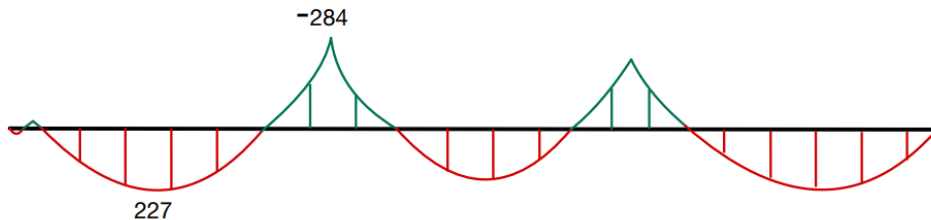
Det finnes totalt fire bjelker med tverrsnitt på 400x500. De har fire opplegg, leddet i både ende og opplegg over søyler. Lengste spennvidde for bjelken er 6,5 meter. Bjelken hviler på søyler med dimensjoner 240x450, 240x800 og 240x640. Enden leddes i betongveggen nevnt i kapittel 4.2. Beregning, bøyeliste og armeringstegning for bjelkene med tverrsnitt 400x500 kan ses i vedlegg C1, C15 og C22.



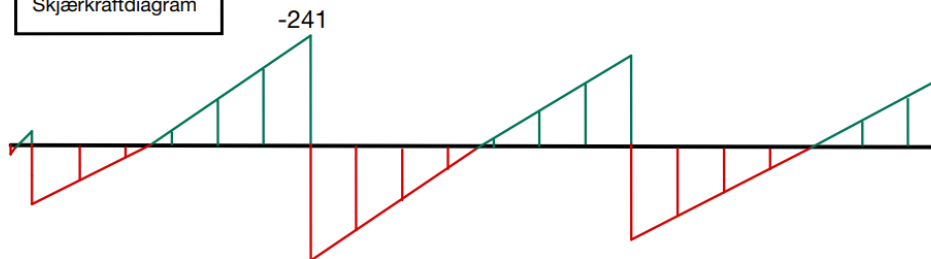
Figur 23 - Fire bjelker med tverrsnitt 400x500 markert i rød og to bjelker med tverrsnitt 450x600 markert i blå.

Diagrammer Bjelke 400x500

Momentdiagram



Skjærkraftdiagram



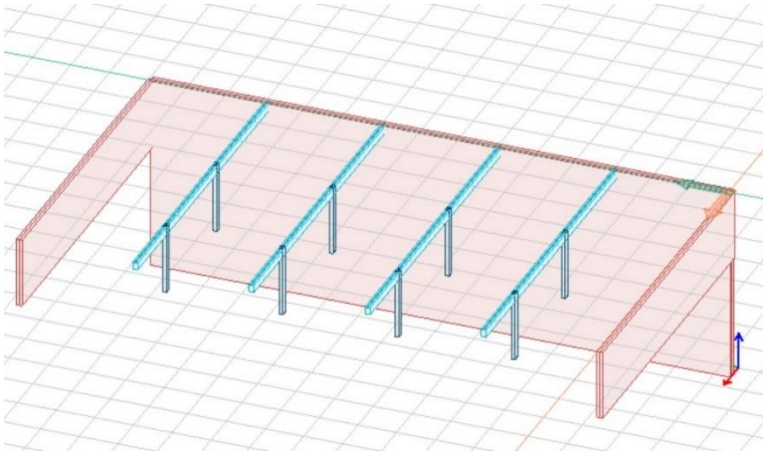
Figur 24 - Diagrammer for bjelke 400x500

5.2.2 Betongbjelke 450x600

Det er to bjelker med tverrsnitt 450x600. De har tre opplegg, leddet i både ender og opplegg over søyler. Lengste spennvidde for bjelkene er 10,25 meter. Bjelkene hviler på to søyler med dimensjon 400x400. Enden leddes i betongveggen nevnt i kapittel 4.2. Detaljert beregning, bøyeliste og armeringstegning for bjelkene med tverrsnitt 450x600 kan ses i vedlegg C2, C16 og C23.

5.2.3 Betong Bjelke 300x450

Det er fire bjelker med tverrsnitt 300x450. De har tre opplegg, leddet i både ende og opplegg over søyler. Bjelkene har lengste spennvidde på 6,5 meter, og en utkrager på 3 meter. Bjelkene hviler på to søyler med dimensjon 200x200. Enden leddes i betongveggen nevnt i kapittel 4.2. Detaljert beregning, bøyeliste og armeringstegning for bjelkene med tverrsnitt 450x600 kan ses i vedlegg C3, C16 og C24.



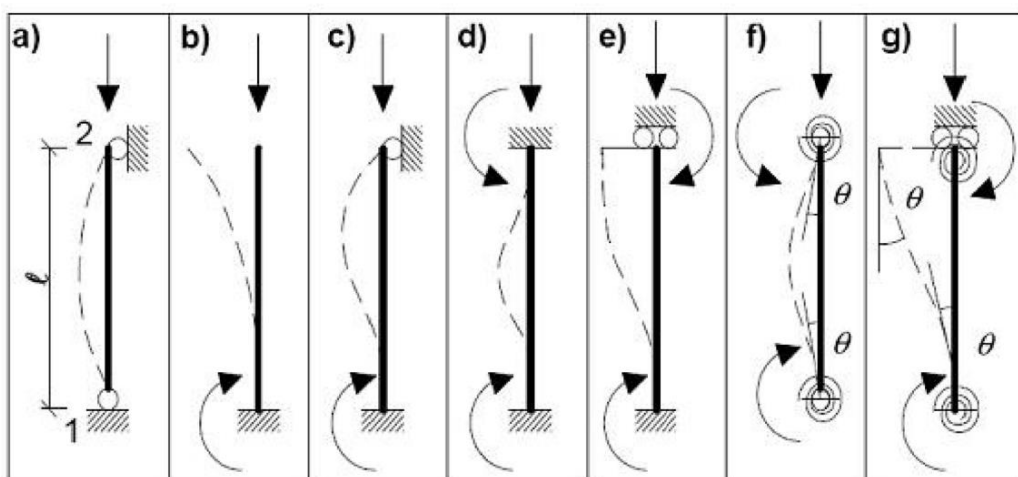
Figur 25 - Fire bjelker med tverrsnitt 300x400.

5.3 Søylar

Følgende kapittel vil ha gjennomgang av viktige komponenter for dimensjonering av søylar i betong i henhold til standard «NS-EN-1992-1-1». Det vil være en generell del som beskriver grunnlaget for dimensjoneringen som er utført, etterfulgt av en presentasjon av søyledimensjoner. (Standard Norge NS-EN 1992- 1-1 Eurokode 2 Prosjektering av betongkonstruksjoner, 2018)

5.3.1 Knekk lengde

Figur 26 viser effektiv knekk lengde for søylar som ikke er forskyvelige. Figuren er et utdrag fra «NS-EN-1992 Prosjektering av betongkonstruksjoner». Søylene i bæresystemet er enten fast innspent i bunn og leddet i topp eller leddet i begge ender. Effektiv knekk lengde velges ut fra figur 26 som avhenger av de ulike oppleggene.



Figur 26 Eksempler på forskjellig knekkingsformer og tilhørende effektive lengder for enkeltstående konstruksjonsdeler (Standard Norge NS-EN 1992- 1-1 Eurokode 2 Prosjektering av betongkonstruksjoner, 2018)

5.3.2 Slank søyle

For å finne ut om en søyle er slank er det nødvendig å gjennomføre en forhåndsdimensjonering. Det gir et overslag over hvilken armering som inngår i tverrsnittet. Forhåndsdimensjoneringen kontrollerer betongens trykkapasitet og hovedarmering langs sterk og svak akse.

Det er avgjørende for dimensjoneringen om søylen er slank eller ikke. Dersom søylen er slank må det legges inn andreordens momenter som skal inngå i beregningen. Test av slanke søyler skal beregnes om begge akser. Kryptallet settes til 2,4 og resterende variabler i tabell 10 baserer seg på forholdstall mellom parametere i tverrsnittet. Dersom resultatet av formel 4 over 13 vil søylen betraktes som slank, og andreordens momenter må tas hensyn til.

NS-EN-1992:(5.8.3.1),(5.8.3.2) og (NA.5.8.3.1.(1))

Symbol	Forklaring
λ	Slankhetsforhold
n	Relativ aksialkraft
ka	Forhold mellom treghetsradien til armering og treghetsradien til betong
ω	Mekanisk armeringsforhold
$A\Phi$	Variabel basert på kryptall

Tabell 8 - Forklaring for symbol brukt i beregning av søyle

$$\lambda n_y := \frac{\lambda_y \cdot \left(\sqrt{\frac{n}{1 + 2 \cdot k_a \cdot \omega_y}} \right)}{A\Phi}$$

Formel 4 - Beregning av slankhet om y-akse

5.3.3 Eksentrisitet om akser

Ved slank søyle må eksentrisiteten om aksen regnes ut. Eksentrisiteten kan betegnes som et angrepspunkt for normalkraften i tverrsnittet som gjør at søylen vil knekke enda mer. Den blir basert på forhold mellom knekk lengde og krumming på søylene. I utregningen er det forutsatt at søylenes tverrsnitt og armering er symmetrisk om gitt akse. Dersom søylen betraktes som slank om begge akser, skal eksentrisiteten regnes om begge akser (Standard Norge).

NS-EN-1992 - (5.8.8.2) og (5.8.8.3)

Symbol	Forklaring
d	Avstanden fra toppen av trykksone til tyngdepunkt av hovedarmering
f _{yd}	Dimmensjonerende flytespenning i stålet
E _{stål}	E-modul stål
ω	Mekanisk armeringsforhold
n	Relativ aksialkraft
n _{bal}	Verdien av n med størst momenkapasitet
f _{ck}	Dimmensjonerende fasthet for betong
λ	Slankhetsforhold
φ _(∞,to)	Kryptall
MedSLS	Moment bruksgrense
Med	Moment bruddgrense
L ₀	Knekk lengde

Tabell 9 - Forklaring av symboler brukt i beregning av bjelker (Standard Norge NS-EN 1992- 1-1 Eurokode 2 Prosjektering av betongkonstruksjoner, 2018)

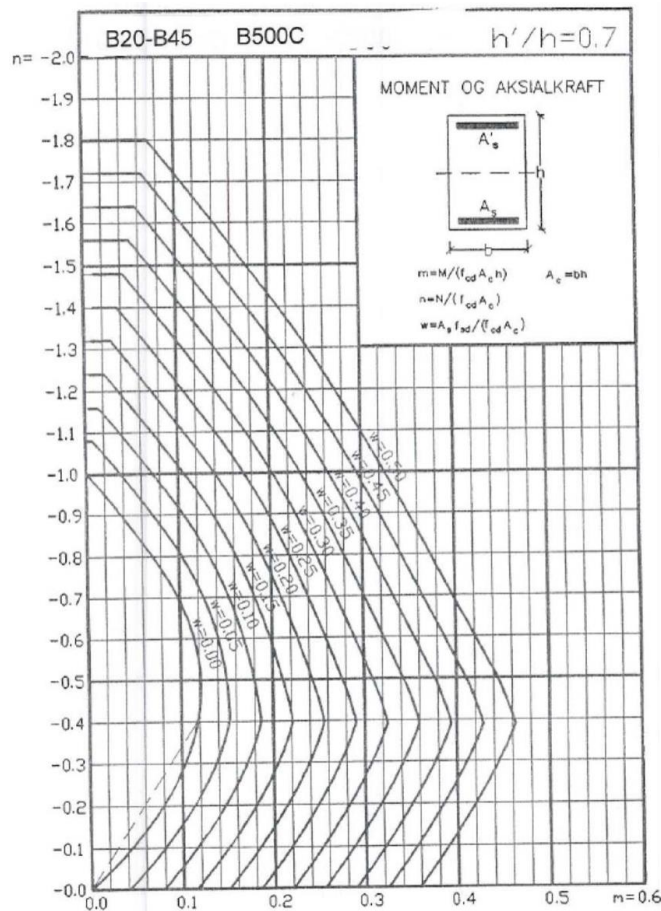
Det vil i formel 5 regnes ut eksentrisitet med variabler forklart i tabell 11. Enkelte av variablene i tabellen er de samme som i tabell 10. Momentet fra formel 5 summeres med momentet i bruddgrense som gir total momentpåkjønning på søylen.

$$E2 := \frac{\left(\frac{1}{(0.45 \cdot d)} \cdot \frac{L0^2}{\pi^2} \right) \cdot \left(\frac{fyd}{Estål} \right)}{\left(\frac{(1 + \omega) - n}{(1 + \omega) - nbal} \right) \cdot \left(1 + \left(0.35 + \frac{fck}{200} - \frac{\lambda}{150} \right) \cdot \left(\phi_{\infty to} \cdot \frac{MedSLS}{Med} \right) \right)}$$

Formel 5 - Beregning av eksentrisitet

5.3.4 Momentkapasitet

Momentkapasiteten til søylene regnes ved hjelp av mn-diagram. For å finne riktig mn-diagram til tverrsnittet, må det regnes forholdet mellom h' og h . Der h' er avstanden mellom tyngdepunktet til armeringen på hver side av høyden av tverrsnittet, og h er den totale høyden på tverrsnittet.



Figur 27 - mn-diagram med $h'/h = 0.7$ (Sørensen, 2013)

I mn-diagram vil den horisontale aksene indikere momentkapasitet m og den vertikale indikere aksialkraft N . Grafen vil indikere w , som er det mekaniske armeringsforholdet. For å finne momentkapasiteten settes det en horisontal strek normalt ut fra n -verdi til krysningspunktet av streken og parabelen som indikerer armeringsforhold. m kan da leses av på den horisontale aksene som brukes i formel 6.

$$M_{cdz} := m_z \cdot f_{cd} \cdot b_z \cdot h_z^2 :$$

Formel 6 - Finner momentkapasitet om bestemt akse ved mn-diagram.

Med formel 6 finner man momentkapasiteten om en bestemt akse. Resultatet av utregningen må være større enn sum av momentpåkjenning i bruddgrense og eksentrisiteten for å sikre at tverrsnittet har tilstrekkelig kapasitet.

$$M_{rdz} := A_s \cdot \text{eff}.z \cdot f_{yd} \cdot z$$

Formel 7 - Finner momentkapasitet uten bruk av mn-diagram

Ved små søyletversnitt hvor det ikke finnes passende mn-diagram, kan momentkapasitet regnes ved bruk av formel 7 til konservativ side. Fullstendig utregning av kapasitet finnes i vedlegg C11-C14.

5.3.5 Kombinert virkning

Kombinert virkning finnes ut fra forholdet mellom N_{ed}/N_{rd} . I formel 8 adderes utnyttelsen om begge akser opphøyd i reduksjonsfaktor a . Her må summen være under 1,0 for å sikre at bæreevnen har tilstrekkelig kapasitet (Standard Norge).

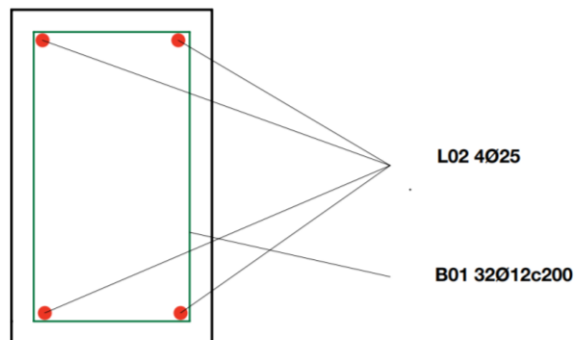
$$\left(\frac{M_{ed\text{tot}y}}{M_{cdy}} \right)^a + \left(\frac{M_{ed\text{tot}z}}{M_{cdz}} \right)^a$$

Formel 8 - Beregning kombinert virkning

5.4 Søyledimensjoner

For alle tilfeller med like tverrsnitt har søylen med mest ugunstig lastpåkjenning blitt kontrollert og dimensjonert deretter. Beregnet armering blir brukt i de resterende bjelkene med like forutsetninger. Beregninger viser at de mest ugunstige lasttilfeller i bruddgrense overholder krav om kapasitet, maks armering og minimum armering

Armeringstegning søyle 240x800



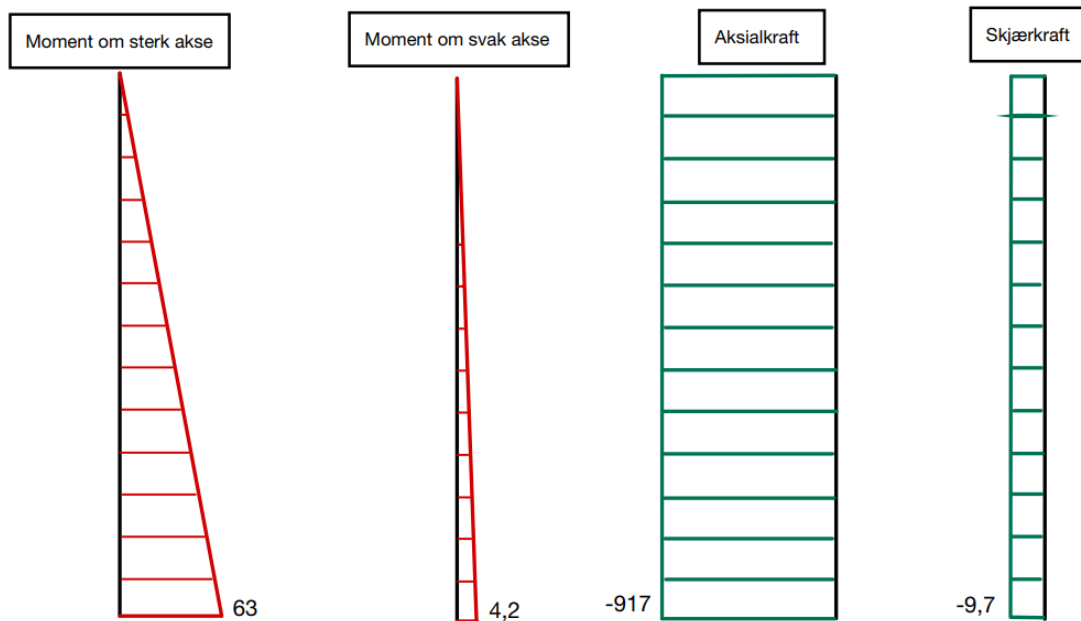
Figur 28 - Armeringstegning av søyle

5.4.1 Søyle 240x800

Det er totalt fire søyler med tverrsnitt 240x800, og de er plassert midt i første etasje. Opplegg for de er innspent i bunn og leddet i topp, som er likt for alle søylene i 1. etasje. Søylene er like ved parkering for utrykningskjøretøy. For at utrykningskjøretøy skal ha plass mellom søylene er det begrenset hvor brede søylene kan være. En begrenset bredde på 240 mm oppfyller kravet for dette. De vil bære bjelkene med dimensjon 400x500 og er den søylen med høyest aksiallast.

Søylen blir beregnet etter senterlinjer og med høyde på 6,5 meter. Den regnes som slank, der det tas hensyn til andreordens momenter. På grunn av tverrsnittets høyde- og breddeforhold, kunne ikke momentkapasitet hentes ut fra mn-diagram, og måtte da regnes alternativt med formel 7 ovenfor. Detaljert beregning, bøyeliste og armeringstegning for søyler med tverrsnitt 240x800 kan ses i vedlegg C4, C11 og C15.

Diagrammer Søyle 240x800



Figur 29 - Diagrammer for søyle 240x800

5.4.2 Søyle 240x450

Det er totalt fire søyler med tverrsnitt 240x450, og er plassert på langsiden av 1. etasje. Søylen er plassert ved garasjeporter for innkjøring av utrykningskjøretøy. På samme måte som søyle 240x800 er bredden begrenset på grunn av store utrykningskjøretøy. De vil bære bjelkene med dimensjon 400x500.

Søylen blir beregnet etter senterlinjer og med høyde på 6,5 meter. Momentkapasiteten regnes på samme måte som søyle 240x800. Detaljert beregning, bøyeliste, moment- og skjærkraftdiagram og armeringstegning for søyler med tverrsnitt 240x450 kan ses i vedlegg C5, C12 og C15.

5.4.3 Søyle 400x400

Søylen med dimensjon 400x400 er plassert på kortsidene av bygget. Det er fire søyler av denne dimensjonen, to på hver side av bygget. De tar laster fra dekket og bjelker ovenfra og vind fra siden.

Søylen har en høyde på 6,5 meter og betraktes som slank med andreordens momenter. Momentkapasitet ble regnet ved hjelp av mn-diagram. Se vedlegg C13 for fullstendig

utregning. Detaljert beregning, bøyeliste og armeringstegning for søyler med tverrsnitt 400x400 kan ses i vedlegg C6, C13 og C15.

5.4.4 Søyler 200x200

Søyler 200x200 befinner seg i midten av byggets andre etasje og er leddet i begge ender. Det finnes totalt åtte søyler av denne dimensjonen og de tar laster fra tak og bjelke.

Søylen har en høyde på 3,6 meter og regnes med andreordens momenter om begge akser. Momentkapasiteten regnes med formel 7, på samme måte som søyle 240x800. Detaljert beregning, bøyeliste, moment- og skjærkraftdiagram og armeringstegning for søyler med tverrsnitt 200x200 kan ses i vedlegg C7, C14 og C15.

5.5 Dekke

Det velges å dimensjonere med hulldekke, som har flere fordeler når det kommer til egenskaper innenfor materialmengde, vekt og brann.

Beregningen vil avgrensnes til å kun dimensjonere dekke ut fra frekvens og kapasitet ved hjelp av formler fra betongelementsboken (Betongelementforeningen, 2010).

5.5.1 Hulldekker

Hulldekker er prefabrikkerte elementer med standard bredde på 1,2 meter. Dekkene har forspent armering og langsgående, avrundende utsparinger i midten. Leverandører tilbyr stor valgfrihet når det kommer til produksjon av hulldekker. Prosjektering med hulldekke krever derfor god og detaljert planlegging (Betongelementforeningen, 2010).

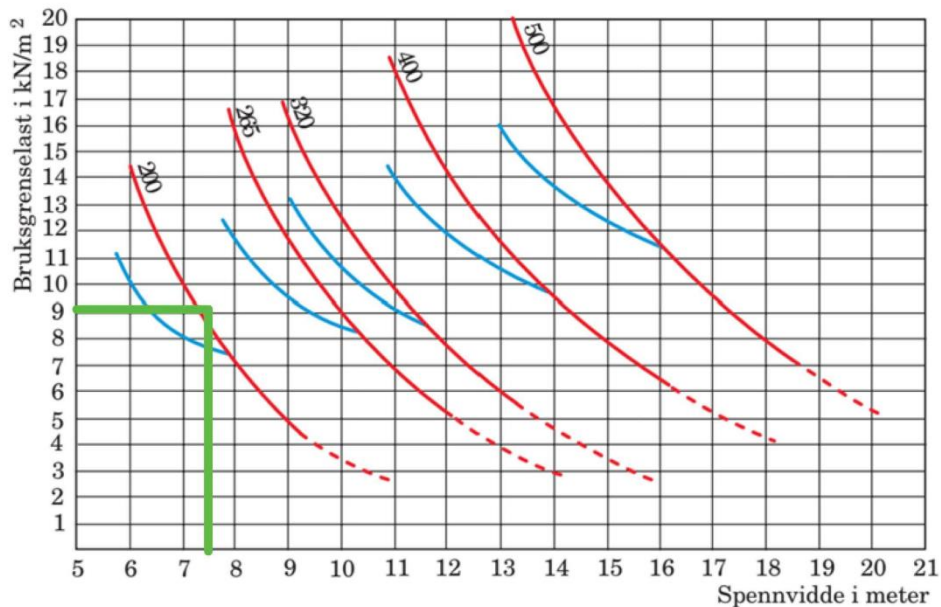
5.5.2 Resonansfrekvenser og svingninger

Konstruksjonsdeler der det forekommer dynamiske laster vil være utsatt for svingninger. Svingninger med ulik frekvens kan komme av variable laster og føre til bruks- og sikkerhetsmessige konsekvenser (Betongelementforeningen, 2010). Resonansfrekvenser er den naturlige vibrasjonsfrekvensen til en gjenstand. Svingninger og resonansfrekvenser for konstruksjonsdeler må derfor kontrolleres.

5.5.3 Dimensjonering av hulldekket

Overslag for hulldekkedimensjon bestemmes fra figur 30. Dette gjøres ved å beregne alle lastene dekket utsettes for. Betongelementhåndbokens metode reduserer alle egenlaste med

25%. Resultatet blir da at hulldekkene utsettes for 9 kN/m^2 . Figur 30 viser at kapasiteten til HD225 holder til denne belastningen. Dette er imidlertid en overslagsbergingning, og det er derfor behov for andre kontroller der man tar hensyn til svingninger og frekvenser (Betongelementforeningen, 2010).



Figur30 30 - Bæreevner for hulldekker (Betongelementforeningen, 2010) (Betongelemnforeningen,2010 side. 105)

Dekker har mange resonansfrekvenser, men det er som regel den laveste frekvensen som vurderes. Frekvensen vil være avhengig av vekten av dekket, lasten det utsettes for, stivhet, innspenningsforhold og spennvidde (Betongelementforeningen, 2010).

Konstruksjonsdel i typebygging	Laveste egenfrekvens (Hz)
Boliger	5,5
Kontor	4
Arealer med sport og danse-aktiviteter	8
Laboratorier og verksteder med følsomt utstyr	10
Publikumstribuner, arealer med stående forsamlinger eller faste seter	7,5
Konsertarena	9

Tabell 12 - Krav for laveste egenfrekvens

Dekket skal påføres nyttelast fra treningsrom og kontorareal. Det er en generell anbefaling om at dekker som skal benyttes i områder hvor det skal foregå idrettsaktivitet bør ha en egenfrekvens høyere enn 7 Hz (*Svingninger av betongelementer*, u.å.). Minsteverdi for egenfrekvens velges derfor til 8 Hz, etter punkt **arealer med sport og danse-aktiviteter** i tabell 12.

Forspente elementer risser sjelden under brukslast og resonansfrekvensen vil dermed ikke reduseres på grunn av opprissing. Det kan derfor hentes ut dimensjoner basert på spennvidde og ønsket resonansfrekvens for enkelte hulldekkedimensjoner i figur 31, (*Svingninger av betongelementer*, u.å.)

Spennvidde, l (m)	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
HD 200	12	9	7	5	4	4	3					
HD 220	13	10	8	6	5	4	3					
HD 265		12	9	7	6	5	4	3				
HD 285		13	10	8	6	5	4	4	3			
HD 320 Bolig		14	11	9	7	6	5	4	3			
HD 320			11	9	7	6	5	4	4	3		
HD 340			12	10	8	6	5	4	4	3		
HD 400				11	9	7	6	5	5	4	3	
HD 420				12	10	8	7	6	5	4	4	3
HD 500					11	9	8	7	6	5	4	4
HD 520					11	9	8	7	6	5	4	4

Figur31 13 - Tabell for resonansfrekvenser for typiske hulldekker (Hz) (*Svingninger av betongelementer*, u.å.)

Med en spennvidde på 7,4 meter vil HD220 og HD265 være et gunstig valg for både spennvidde og krav om laveste egenfrekvens. HD265 velges til sikker side. Detaljert utregning av valgt hulldekke sin resonansfrekvens er gjort i vedlegg C22 (*Betongelementforeningen*, 2010).

6 Sammenligning

6.1 Klima

Betong og tre er anerkjente materialer for bæresystem i konstruksjoner. Begge materialene har fordeler og ulemper når det gjelder klimapåvirkning og bærekraftighet. Produksjon av betong er en av de største kildene til klimagassutslipp. Hovedingrediensen, sement, står for store mengder CO₂-utslipp på grunn av en energikrevende produksjonsprosess. Den globale sementproduksjonen er anslått til å stå for mellom 5-8 % av all klimagassutslipp i verden (*Betong er en del av klimaløsningen*, 2020).

I betongbæresystemet vil det være stålelementer i form av armeringsjern. Produksjon av stål er i likhet med betong svært energikrevende, og står for omtrent 7% av globalt klimagassutslipp. At stål er lett resirkulerbart og kan gjenbrukes representerer imidlertid en fordel med dette (*Miljøvennlig stål*, u.å.).

Alternativt, kan et bæresystem i tre bidra til å redusere klimapåvirkningen i næringen. Tre er et fornybart materiale, og har et lavere CO₂-utslipp enn betong i produksjonsprosessen (*Miljø*, u.å.). Tre kan imidlertid kreve mer material og vedlikehold enn betong, og har ulike begrensninger med tanke på bygningshøyde og brannsikkerhet.

Sammenligning av råbyggalternativer i tre og betong ble gjort i boligprosjektet til Riksbyggen, Brf Viva i Gøteborg. Her ble det gjort en omfattende studie for å finne ut hvilke av materialene som avga mest klimagasser. Sveriges Teknisk Forskningsinstitutt utførte en livsløpsanalyse av bæresystem i henholdsvis tre og betong i samarbeid med leverandører fra respektive bransjer. Studien konkluderte noe overraskende at CO₂-utslippet mellom de to materialene ville være identisk dersom beregningsperioden var 100 år (Homleid, 2017).

Ved valg av bæresystemer er det flere faktorer det må tas høyde for. Krav i henhold til konstruksjonens bæreevne kan variere ut fra formålet til bygningen. I tillegg vil lokale forhold som klima og tilgang på ressurser påvirke valg av materialer. Ved vurderingen av ulike produkters miljøegenskaper er det derfor hensiktsmessig å sette produktene inn i et konkret byggeprosjekt (Rønning, 2017).

Med bakgrunn i boligprosjektet i Gøteborg var det interessant å gjennomføre livsløpsanalyser for de to bæresystemene. Brannstasjonen på Bergen lufthavn vil være ulik boligprosjektet i Gøteborg, både ved formål, beregningsperiode og beliggenhet. LCA-analysen er også

avgrenset til å undersøke bæresystemet til konstruksjonen, noe som vil føre til betydelig mindre materialmengder i analysen.

Argumentene viser at bæresystemer i både betong og tre kan være bærekraftige alternativer, avhengig av bruk og formål. Det er fordeler og ulemper med begge materialer når det gjelder klimapåvirkning og valg av materiale må dermed velges med hensyn til prosjekt og tilgang på ressurser. Det er også interessant å se på levetid som en faktor i vurderingen.

6.1.1 LCA (Life Cycle Assessment)

Life Cycle Assessment (LCA) er en analyse som brukes for å vurdere miljøpåvirkningen av produkter og tjenester gjennom hele livssyklusen til en konstruksjon. I LCA-analyser tas det hensyn til alle stadier i produktets livssyklus, fra utvinning av råmaterialer til demontering. Livsløpsanalysen vil kartlegge karbondioksidutslipp i det som defineres som fra «vugge til grav» (One Click, 2022).

LCA-analyser brukes vanligvis tidlig i konseptutredningen for å finne det mest gunstige konseptet med vekt på miljøbelastning og tekniske løsninger. Ved gjennomføring av en LCA-analyse får man svar på følgende problemstillinger:

- Hva er de totale miljøpåvirkningene fra et produkt og en tjeneste gjennom hele livsløpet?
- Hvor kommer de største klimagassutslippene fra?
- Hvilke trinn i livssyklusen gir størst utslipp, og hvordan kan disse trinnene forbedres?
- Hvilken løsning er mest gunstig i valgt geografisk område?

6.1.2 One Click

Livsløpsanalysen av bæresystemet er gjort i programvaren One Click LCA, som er et verktøy for beregning av klimaavtrykk til prosjekter. Programmet genererer miljøproduktdeklarasjoner EPD (Environmental Product Declaration) sammen med både nasjonale og internasjonale standarder. Standardene ligger tilgjengelig via EPD Norge sine nettsider (EPD, 2023).

Løsning av bæresystem i betong består kun av betong og stål fra armeringsjern, hvor materialmengder er hentet ut fra FEM-design. Mengden fra COWI sitt bæresystem i tre er hentet ut fra en tolkning av arkitektens IFC-fil sammen med forprosjekt-rapport. Ved uthenting av data fra FEM-design vil material fra ikke-bærende komponenter utelukkes fra analysen.

6.1.3 Fremgangsmåte i One Click

1. Velg riktig metodikk
2. Legg inn detaljert informasjon om bygningens design og materialer.
3. Generer rapporten med innlagt data.
4. Analyser resultatene og identifiser hvor miljøpåvirkningen kan reduseres.

Det er flere nødvendige parametere som må legges inn for å gjennomføre en livsløpsanalyse.

De innlagte parameterne er brutto og netto areal og volum for komponentene til bæresystemet, transportlengde og transporttype og beregningsperiode.

Bæresystem i betong, stål og tre prosjektert av COWI			Bæresystem i betong prosjektert i oppgaven		
Material	Element	Vekt (Tonn)	Material	Element	Vekt (Tonn)
Betong	Søyle	25	Betong	Søyle	30
Betong	Vegg	120	Betong	Bjelke	74
Limtre	Søyler	2.52	Betong	Hulldekke	230
Limtre	Bjelke	14.5	Stål	Armering	8,4
Limtre	Dekke	100			
Stål	Søyle	2.5			
Stål	Bjelke	8.8			
Stål	Armering	5.2			

Tabell 13 - Viser total vekt for ulike element i de to bæresystemene.

Transportinformasjon ble valgt i henhold til den mest aktuelle leverandør av materialer.

Betong og stål er hentet fra lokale leverandører. Betongelementer fra NOBI i Voss (70Km), og stål fra Alsaker Stål på Askøy (23 Km). Trekomponenter fra Moelven i Hamar (475 Km) (*Google maps*, 2023). Leverandørene er ikke kontaktet, men er tiltenkte leverandører av produktene som er prosjektert i bæresystemene.

6.1.3 Miljøpåvirkningsindikatorer

I One Click-analysen er det seks ulike miljøpåvirkningsindikatorer som vil inngå i den totale beregningen. De forskjellige indikatorene vil danne miljøprofilen til bæringskomponentene i prosjektene.

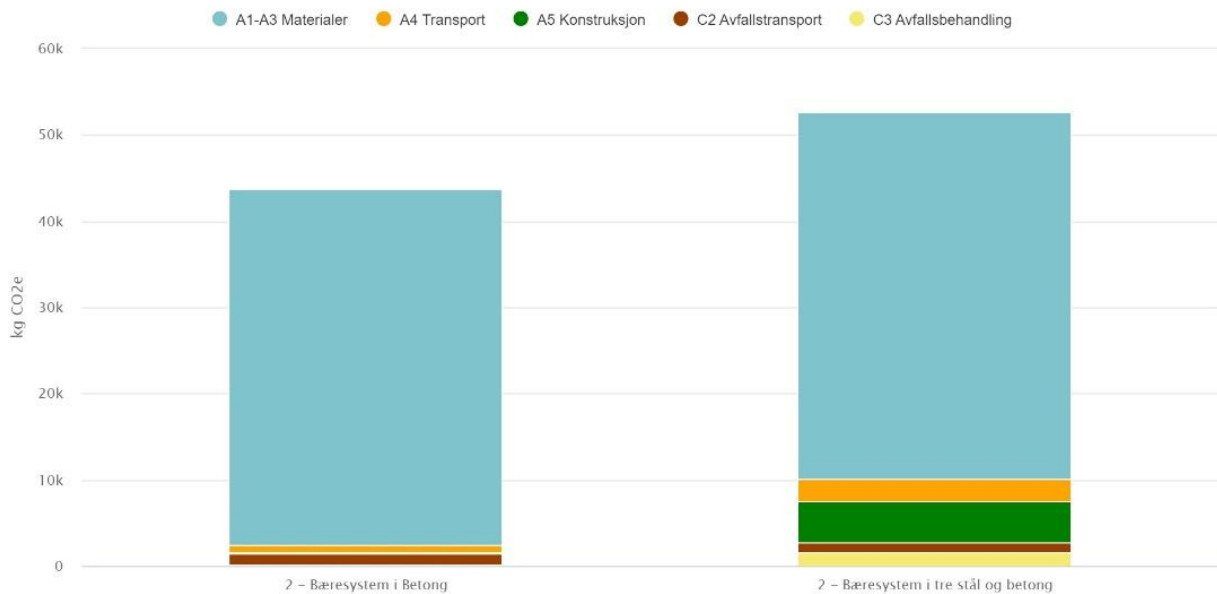
Livssyklusinformasjon		
Produkt	A1	Råmaterialeforsyning
	A2	Transport
	A3	Produksjon
Transport	A4	Transport til byggeplassen
Konstruksjon	A5	Byggeplass (kapp og svinn)
Endt levetid	c2	Avfallstransport
	c3	Avfallsbehandling
	c4	Avfallshåndtering

Tabell 14 - Trinn i livsløp brukt i LCA (One Click, 2022)

LCA-analysen vil inneholde følgende trinn fra tabell 14 i livsløpet til bæresystemet. Trinnene går fra produksjon til demontering og vil inneholde viktig informasjon for å evaluere miljøpåvirkningen til prosjektet.

6.1.3 Klimagassutslipp – Globalt oppvarmingspotensial

Måleenheten som kalles globalt oppvarmingspotensial, gir en akkumulert oppvarmingseffekt i forhold til utslipp av klimagasser i en bestemt beregningsperiode. Flere av klimagassene har forskjellig oppvarmingseffekt og levetid. For å kunne sammenligne dem brukes måleenheten kg CO₂ som en felles måleenhet. Livssyklusanalyser av produksjon av betong viser at det er flere faktorer som bidrar til CO₂-utslipp. Store deler av dette skyldes produksjon av sement, energiforbruk under konstruksjon og bruk, transport av råvarer og eventuell transport av prefabrikkerte elementer (One Click, 2022). Betong er dermed en sentral kilde til globalt oppvarmingspotensial (Toldnæs, 2022).

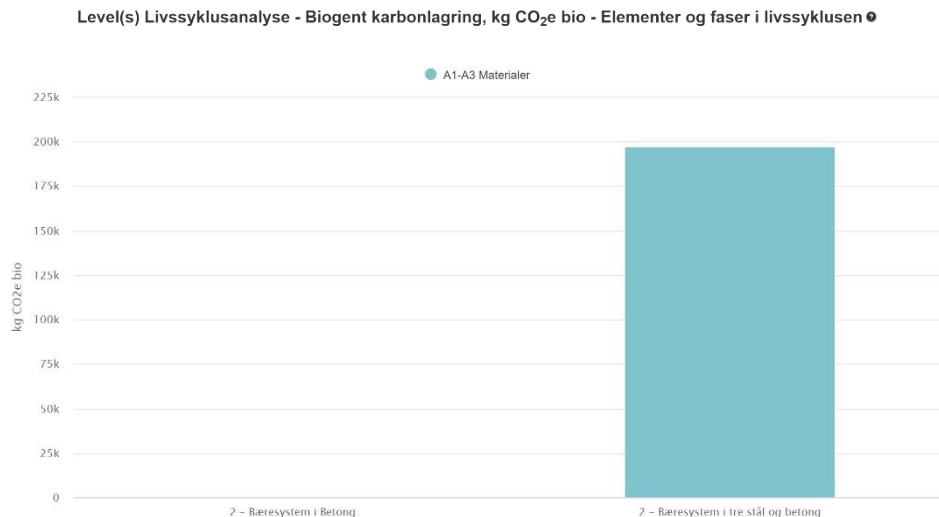
Level(s) Livssyklusanalyse - Klimagassutslipp, kg CO₂e - Elementer og faser i livssyklusen


Figur32 32 - Klimagassutslipp for bæresystemene (One Click, 2022)

Felles for begge bæresystemene er at kategori **A1-A3 Materialer** er størst. Her vil den energikrevende og miljøpåvirkende materiellproduksjonen til betong og stål gi et betydelig utslag. Transportavstanden til tre er vesentlig høyere enn til betong. Det samme gjelder avfallsbehandling som gir et stort utslag på klimagassutslipp hos bæresystemet i tre. Dette fordi trematerialets naturlige nedbrytning vil frigi CO₂ som har blitt absorbert ved slutten av levetiden og ved dekonstruering (Bendix, 2009). Etter sammenligning kan det konkluderes med at bæresystem i betong har et vesentlig lavere utslipp. Årsaken til dette kan være totalt materialforbruk i betongbæresystemet.

6.1.4 Biolagring

Tre tar opp mest CO₂ når det er i voksefasen, og vil etter hvert ta opp mindre CO₂ når det er ferdig utvokst. Når treet dør på rot og råtner slippes all CO₂ ut i naturen igjen. Dette kan unngås om treet hugges ned å brukes som byggematerial. Da vil treet fortsette å holde på karbondioksidet det har tatt opp (*Trebaserte byggematerialer bidrar til mindre klimagassutslipp*, u.å.).

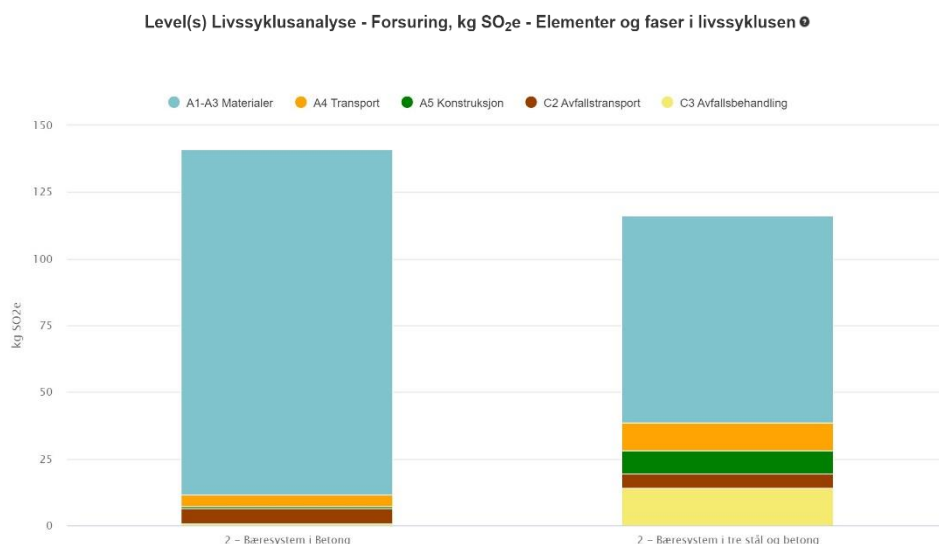


Figur33 33 - Biogent karbonlagring for bæresystemene (One Click, 2022)

Figur 33 viser til at det kun er **A1-A3 materialer** for bæresystemet i tre som har egenskaper til å lagre karbondioksid. Betong og stål har ikke egenskaper til å lagre CO₂ i det hele tatt.

6.1.5 Forsuring

I denne kategorien måles bidraget et stoff har til å øke surheten i miljøet. Forsuring oppstår ved luftforurensing, sur nedbør eller utslipp av stoffer som svoveloksid, ammoniakk og nitrogenoksid fra industriell produksjon (LCA). Forsuring av natur kan ha dødelig effekt på både planer og dyr. Forsurende utslipp måles i kg SO₂ – Ekvivalenter (*Forsuring - et internasjonalt miljøproblem*, u.å.).

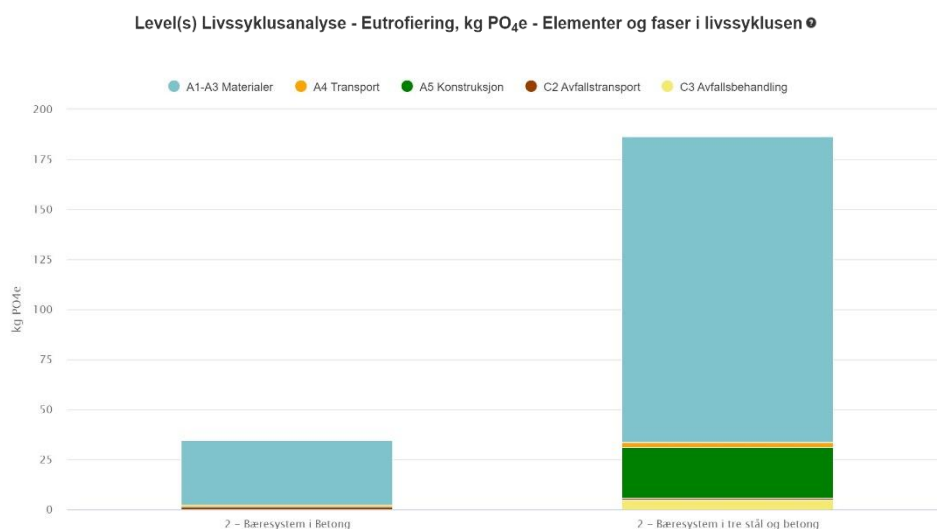


Figur 3434 - Forsuring for bæresystemene(One Click, 2022)

Transport og nedbrytning av tre vil bidra til mer forsuring sammenlignet med samme kategorier for betong. Kategorien **A1-A3 material** for betongbæresystemet viser at produksjon og tilvirkning av betong har et høyere utslag for forsuring av miljøet enn bæresystem i tre.

6.1.6 Eutrofiering

Eutrofiering er en prosess hvor tilførselen av stoffer som nitrogen og fosfor øker i vann, jord eller luft. Dette fører til oksygensvinn, som videre kan føre til utrydning av planter og eventuelt fremme uønskede mikroorganismer og bakterier som er skadelig for miljøet (One Click, 2022).

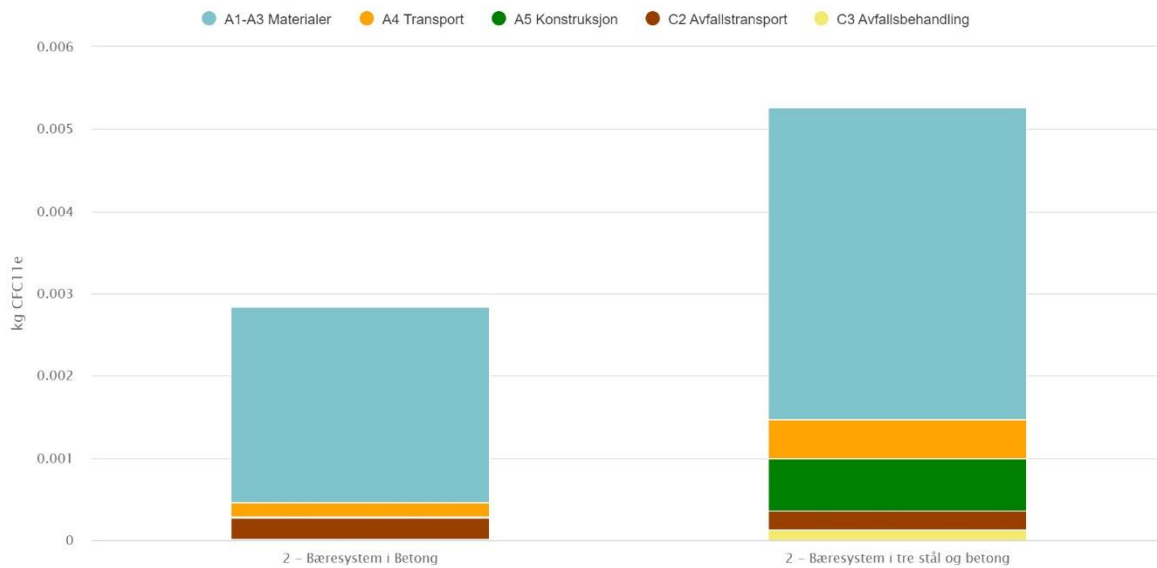


Figur 35 -35 Eutrofiering for bæresystemene(One Click, 2022)

Figur 35 som viser eutrofiering ser man at materialet til bæresystem i tre bidrar til en stor del av eutroforering sammenlignet med bæresystemet i betong. Det kan skyldes gjødslingen av områder hvor det er skogsdrift. Gjødsel tilfører naturen en unaturlig næringstilførsel som kan føre til miljøskader. I transportkategorien **A4** vil utslipp av nitrogengass fra transport av bygningsmateriale slå ut i større grad for trematerialet enn betong. I sammenligningen for eutrofiering av de to bæresystemene, vil bæresystemet i tre ha en betydelig høyere andel enn i betong med transport og material som dominerende utslag i sammenligningen.

6.1.7 Ozonreduksjonspotesnial

Ozonlaget er et gasslag av ozon som regulerer stråling fra solen. Nedbrytning av ozonlaget kan føre til skade på liv på jorden (Aksnes & Holtet, 2022).

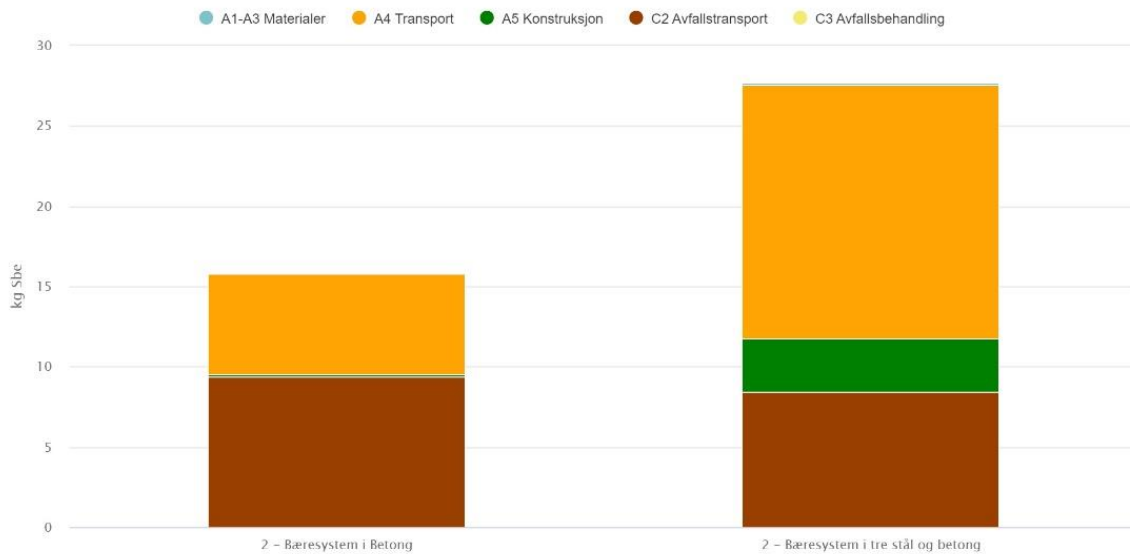
Level(s) Livssyklusanalyse - Ozonreduksjonspotensial, kg CFC11e - Elementer og faser i livssyklusen ●


Figur36 36 - Ozonreduksjonspotensial for bæresystemene (One Click, 2022)

Materialproduksjon er som i øvrige figurer hovedkilden til ozonreduksjon. Ozonlaget reduseres av nitrogenoksider som frigjøres av forbrenningsprosesser på jorden (Aksnes & Holtet, 2022). Det er stort utslipp av nitrogenoksider i produksjonen av material, avfallsbehandling av tre og transport av material og avfall. Figur 36 viser også at tilvirkningen til tre har et mye større potensial for å redusere påvirkningen av ozonlaget.

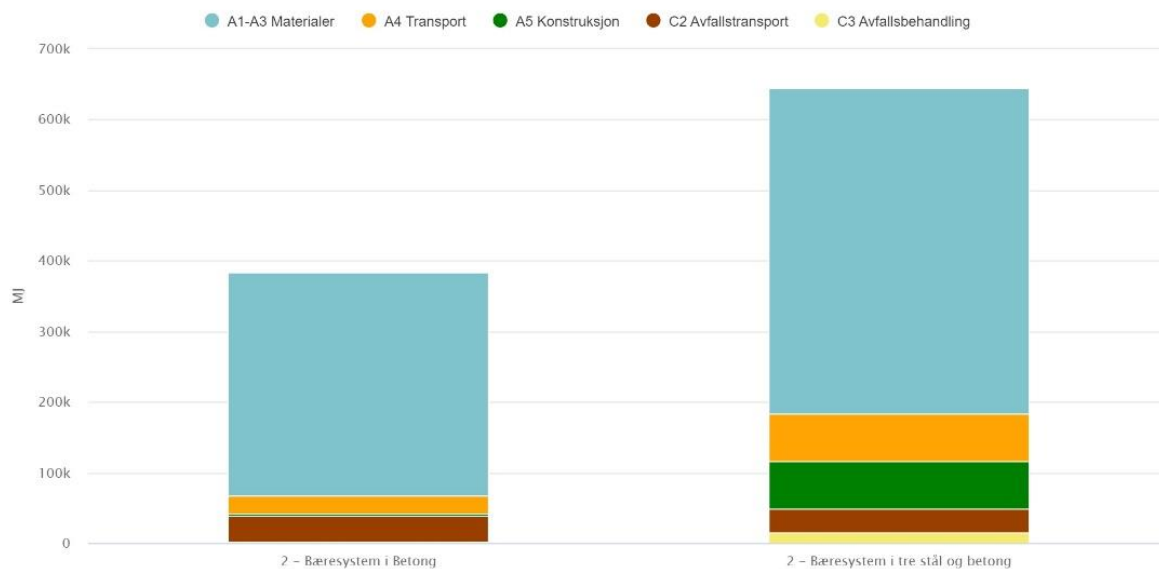
6.1.8 Abiotisk utnyttingspotensial for ikke-fossile ressurser og for fossile ressurser

Level(s) Livssyklusanalyse - Abiotisk uttynningspotensial (ADP-elementer) for ikke-fossile ressurser, kg Sbe - Elementer og faser i livssyklusen



Figur 37 37- Abiotisk uttynningspotensial for ikke fossile ressurser(One Click, 2022)

Level(s) Livssyklusanalyse - Abiotisk uttynningspotensial (ADP-fossile brenslar) for fossile ressurser, MJ - Elementer og faser i livssyklusen



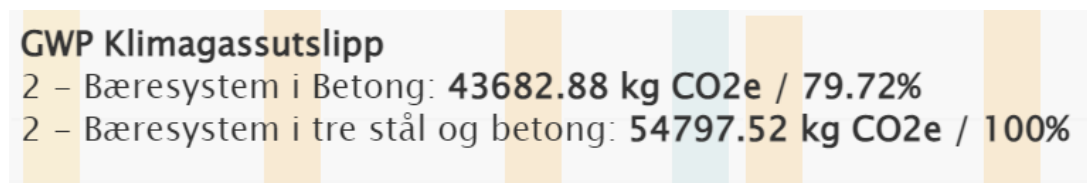
Figur 38 38- Abiotisk uttynningspotensial for fossile ressurser(One Click, 2022)

Et høyt forbruk av abiotiske ikke-fossile ressurser kan føre til uttømming av tilgjengelige elementer som for eksempel metaller og mineraler. Et høyt forbruk av abiotisk fossile ressurser kan føre til mangel av fossile energiressurser som kull, olje og gass (One Click, 2022).

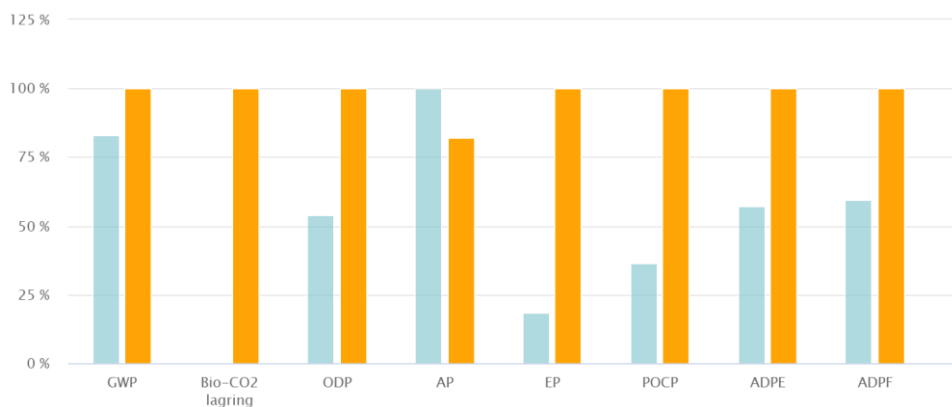
Resultatene fra disse miljøpåvirkningsindikatorerne skal brukes med forsiktighet på grunn begrenset erfaring til kategoriene. Det vil derfor ikke legges vekt på resultatet fra diagrammene (*Environmental performance indicators*, u.å.).

6.1.9 Resultat

Figur 40 viser den totale miljøpåvirkningen til bæresystemet i en beregningsperiode på 50 år. Resultatet viser det totale utslippet av klimagass, etterfulgt av nevnte miljøpåvirkningsindikatorer.



Figur 39 39- Sammenligning av totalt klimagassutslipp



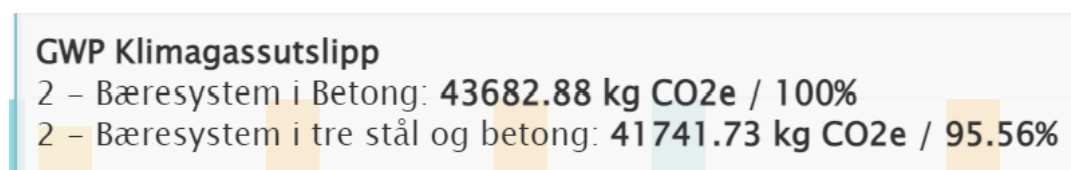
Figur40 40 - Resultat fra LCA-analysen, betongbæresystem i blå og trebæresystem i oransje. (One Click, 2022)

Sammenligningen av de totale resultatene til bæresystemene, viser at bæresystemet i betong har det mest gunstige resultatet med hensyn på klima, med 20% mindre klimagassutslipp. Bæresystemet i tre vil ha sine fordeler med lagring av CO₂ og mindre forsurening. Bæresystem i

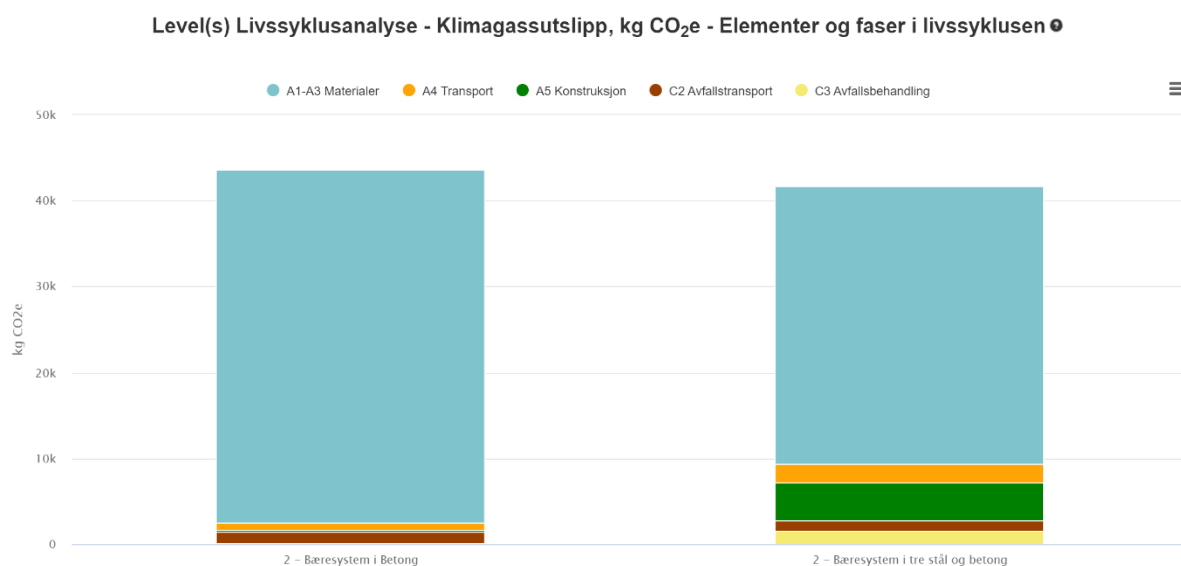
betong med reduserte tverrsnitt og erstatning av betongvegg gir mindre materialmengder, dermed lavere klimagassutslipp.

6.1.10 Resultat uten betongvegg

Bæreveggen i betong som er prosjektert i COWI sin løsning utgjør en stor del av materialmengden. For bæresystemet i betong er det valgt å bytte ut denne med søyler som vil redusere mengden betydelig. På grunn av ulikheten etter denne endringen presenteres det en ytterligere analyse hvor bæreveggen i betong ikke er inkludert. Analysen fremhever i større grad direkte forskjeller mellom tre og betong istedenfor forskjeller basert på alternative løsninger for prosjektering.



Figur 4141 - Resultat fra LCA-analyse(One Click, 2022)



Figur 4242 - Klimagassutslipp fra bæresystemene(One Click, 2022)

Uten betongveggen vil bæresystemet i betong ha 4,4% mer klimagassutslipp enn et lignende bæresystem i tre. Hos begge bæresystemene vil **A1-A3- Materialer** kategorien være dominerende. Produksjonen av betong slipper ut ca. 41 000 kg CO₂, som er tilnærmet likt det totale utslippene til bæresystemet i tre. **A4- Transport** har en høyere verdi hos bæresystemet i tre, siden aktør for trematerialet befinner seg på Østlandet sammenlignet med betongleverandøren som befinner seg på Voss. **A5- Konstruksjon** vil ha en stor andel av

klimagassutslippet i bæresystem i tre. Ved innlagte verdier ble 3-5 % svinn satt som standard i bruk av trematerialer i analysen, som vil forklare den store andelen av kategorien i figur 42.

C2- avfallstransport vil være størst for betong da vekten vil kreve flere transportetapper. I kategori **C3- avfallsbehandling** vil den lagrede CO₂ i tre slippes ut igjen.

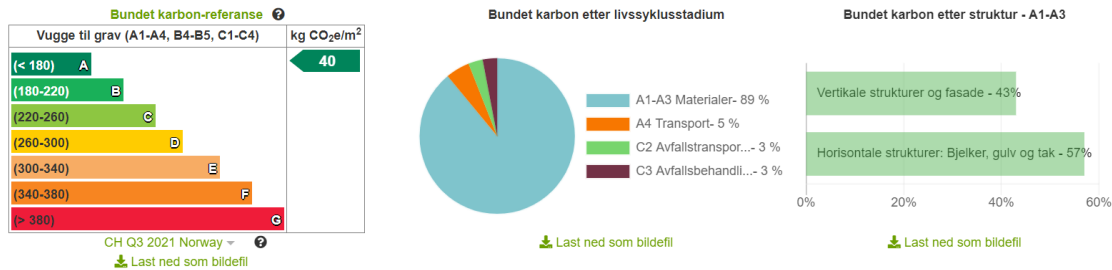
For en dimensjoneringsperiode på 50 år vil et bæresystem av tre være mer miljøvennlig enn tilsvarende bæresystem av betong. Om bæresystemet skal ha en høyere levetid vil kanskje bæresystemet i betong være gunstigere på sikt med tanke på mindre vedlikehold og risiko for biologisk nedbrytning. Dette må vurderes opp mot hvert prosjekt ut fra nevnte faktorer (Bartolomei, 2021).

6.1.11 Bundet karbonreferanse

Bundet karbonreferanse er en overordnet vurdering av resultatene fra materialmengde, transportlengde og materialutskifting som settes inn i en kategori mellom A-G. Referansen begrenses for en fast 60 års vurderingsperiode for alle materialer. Bundet karbonreferanse utelater resirkuleringspåvirkning, og den regnes alltid med hensyn på brutto interne område i m². Resultatet angir hvor mange kilo CO₂-ekvivalenter bygget har per kvadratmeter (One Click, 2022). Krav for de forskjellige klassene er avhengig av hvilken klassifisering bygget settes i. I analysen ble bygget satt til klassifiseringen «CH Q3 2021 Norway» i begge bæresystemene, da dette ble angitt som standard klassifisering. Her sammenlignes bygget med andre tilsvarende bygg, og ble satt i kategori A. Siden det kun er gjennomført LCA-analyse av bæresystemet vil det være et unøyaktig resultat med hensyn på at det er flere elementer som ikke er med i analysen, og referansen baseres på hele bygget.



Figur 4343 - Bundet karbonreferanse for Bæresystem i betong(One Click, 2022)



Figur 4444 - Bundet karbonreferanse for Bæresystem i tre, betong og stål (One Click, 2022)

Med innlagte faktorer vil bæresystemet i betong ha et utslipp på 35- og bæresystemet i tre, stål og betong ha resultat på 40 kg CO₂ ekvivalenter per kvadratmeter. Dette er miljødyktige resultater for begge bæresystemene. Innholdet er imidlertid avgrenset, og resultat vil avvike fra en total analyse av hele bygget.

6.1.12 Bream

Breamsertifikater brukes som et verktøy for å miljøidentifisere bygg. BREEAM-NOR er en tilpasning av BREEAM for den norske byggebransjen. Den er utviklet av Grønn byggallianse sammen med BAE-næringen. Formålet med BREAM er å motivere bærekraftige design og bygging, og har vist seg å være et effektivt verktøy for å bidra til en bærekraftig visjon i alle ledd (Nysgjerrig på BREEAM-NOR?, u.å.).

For å oppnå BREAM-sertifisering vurderes bygget ut fra ni kategorier; ledelse, helse og -innemiljø, energi, transport, vann, materialer, avfall, arealbruk, økologi og forurensing. Miljøpåvirkningskategoriene fra LCA vil oversettes til poeng og sammenlignet med de ni kategoriene fra BREAM. Bygg med karakter A i bundet karbonreferanse vil normalt ha en mulighet til å oppnå BREAM-sertifisering, men det vil være nødvendig å ta for seg hele brannstasjonen for å ta for seg de ni miljøpåvirkningskategoriene i BREEAM. Det vil derfor være for omfattende å gjennomføre en BREEAM, og rapportens begrensninger vil umuliggjøre en realistisk sertifisering (Nysgjerrig på BREEAM-NOR?, u.å.).

6.3 Brannpåvirkning

6.3.1 Materialeegenskaper ved brann

Branndimensjonering av bæresystemer i bygg er en kritisk komponent for å sikre bygningens strukturelle integritet og menneskers sikkerhet ved brann. Materialene betong, stål og tre har

fordeler og ulemper i forhold til brannmotstand. Kapittelet vil sammenligne egenskaper til materialer i brannsituasjoner og ta for seg viktigheten og krav til branndimensjonering

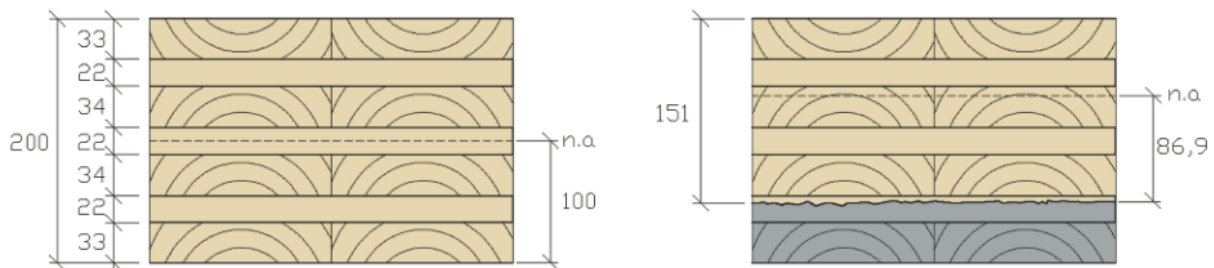
Betong

Betong er et av de mest brannmotstandsdyktige byggematerialene som finnes. Med egenskaper som høy termisk masse, lav varmeledningsevne og evnen til å beholde sin styrke i høye temperaturer er den godt egnet til brannbeskyttelse (concretecentre).

Betongkonstruksjoner krever generelt mindre brannbeskyttelse enn stål og tre, og kan i mange tilfeller være selvbærende i brannsituasjoner (*Fire resistance*, u.å.)

Tre

Tre er et brennbart material, men kan konstrueres til ha en god brannmotstand ved riktig prosjektering og dimensjonering. (*Trygt å bruke massivtre i bærekonstruksjoner*, 2020). Det statiske virksomme tverrsnittet til tre vil reduseres under brann på grunn av forkulling. Dette vil samtidig forhindre tilførsel av oksygen og dermed forsinke videre reduksjon innover i tverrsnittet (*Brannmotstand for bjelker og søyler av betong, mur og tre*, 2009) Figur 45 viser hvordan tverrsnittet reduseres etter forkulling. Eurokode 5 gir retningslinjer og krav for å tilfredsstille brannsikkerhet i trekonstruksjoner (*Standard Norge NS- EN 1995 Eurokode 5 Prosjektering av trekonstruksjoner*, 2008).



Figur45 45 - Treelement før og etter det har blitt utsatt for brann. Hefte 4/Brann (treteknisk.no)

Treets lave varmegjennomgang forhindrer temperaturøkning på den siden elementet ikke er eksponert. Ved standard brannpåkjenning og en eksponering på ca. 1000 °C i 90 minutter vil massivtre kunne holde en temperatur på 20 °C på kald side. Dette forsinke videre spredning av brann (*Bygge med massivtreelementer. Hæfte 2*, 2009).

Stål

Stål har svake egenskaper i forhold til brannmotstand. På grunn av sin høye varmeledningsevne, taper stål raskt sin styrke når det utsettes for høye temperaturer. En temperatur på 500 °C fører til at stålet har omtrent 50 % lavere fasthet. Stålbjelker og -søyler må derfor ofte beskyttes med brannbeskyttende belegg eller innkapsling for å oppnå tilstrekkelig brannmotstand (*Brannbeskyttelse av stålkonstruksjoner*, 2020).

6.3.2 Brannklasse og risikoklasse

Brannklasser velges ut fra konsekvenser en brann kan forårsake. Risikoklasser velges ut fra trusselen brannen kan ha for skade menneskelige liv og helse. Med dette tatt i betraktning skal bygg plasseres i klasser som legger grunnlag for prosjektering og utførelse (*I Generelle krav til sikkerhet ved brann § 11-2. Risikoklasser*, 2017).

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

Tabell 15 - Risikoklassene (I Generelle krav til sikkerhet ved brann § 11-2. Risikoklasser, 2017)

Tabell 15 viser forutsetninger for valg av risikoklasse. Veiledning til bestemmelsen om risikoklasser angir at brannstasjon med døgnbemanning er risikoklasse 4 (*I Generelle krav til sikkerhet ved brann § 11-2. Risikoklasser*, 2017).

Konsekvens	1	2	3	4
Brannklasse	Liten	Middels	Stor	Særlig stor

Tabell 16 - Brannklassene (I Generelle krav til sikkerhet ved brann § 11-3. Brannklasser, 2017).

Tabell 16 viser forutsetninger for valg av brannklasse. Veiledning til bestemmelsen om brannklasser velges ut fra antall etasjer og risikoklasse. Konstruksjonen har to etasjer og risikoklasse 4, og er dermed i brannklasse 1 (*I Generelle krav til sikkerhet ved brann § 11-3. Brannklasser, 2017*).

6.3.3 Bæreevne og stabilitet

Teknisk forskrift § 11-4 (1) viser til at under brann skal bæresystemet ha bæreevne og stabilitet nok til rømning, redning og slokning. Dette gjelder både konstruksjonen som helhet, og deler av konstruksjonen for seg selv. Preakseterte ytelser fra TEK17 vises i tabell 17. De bestemmes ut fra brannklasse (*II Bæreevne og stabilitet ved brann og eksplosjon § 11-4. Bæreevne og stabilitet, 2017*). Kravene for brannklasse 1 er R 30, som vil si 30 minutt.

Brannklasse			
Bygningsdel	1	2	3
Bærendde hovedsystem	R 30 [B 30]	R 60 [B 60]	R 90 A2-s1, d0 [A90]
Etasjeskillere	R 30 [B 30]	R 60 [B 60]	R 90 A2-s1, d0 [A90]

Tabell 17 - Preaksepterte ytelser for bygningsdelers brannmotstand (II Bæreevne og stabilitet ved brann og eksplosjon § 11-4. Bæreevne og stabilitet, 2017)

Preakseptert ytelse for etasjeskiller i brannklasse 1 er REI 30. Tabell 18, hentet fra byggdetaljblad 520.321, viser at hulldekke 265 har REI 60 som brannmotstand. Dette tilfredsstiller kravet på REI 30 (*Brannmotstand for etasjeskillere av tre og betong, 2009*).

Elementtykkelse [mm]	Ekvivalent dekketykkelse [mm]	REI 60	REI 90
265	152	x	(x)

Tabell 18 - Brannmotstand for standard hulldekker med standard armeringsdybde på 40 mm. (Brannmotstand for etasjeskillere av tre og betong, 2009)

6.3.4 Sammenligning av brannegenskaper

Betong

Bjelker og søyler i betong har tabellverdier (tabell 19) fra byggdetaljblad 520.323 som gir krav til minste tverrsnittsbredde og armeringsdybde. Det er forutsatt at armering har kvalitet B500C. For bjelker med brannmotstand R 30 er minste armeringsdybde 25 mm og

tvverrsnittsbredde 80 mm. For søyler med lik brannmotstand er kravet minste armeringsdybde 10 mm og minste tvverrsnittsbredde 150 mm. Begge kravene oppfylles for alle bjelker og søyler (*Brannmotstand for bjelker og søyler av betong, mur og tre, 2009*).

Brannmotstand		Minste dimensjoner [mm]			
R 30 (A 30) (Bjelker)	bmin	80	120	160	200
	a	25	15	10	10
R 30 (A 30) (Søyler)		Eksponert på mer enn én side		Eksponert på én side	
	bmin	150		100	
	a	10		10	

Tabell 19 - Minste tvverrsnittsbredder og armeringsdybde for betongbjelker og -søyler. (*Brannmotstand for bjelker og søyler av betong, mur og tre, 2009*)

Tre

REN er en veileder til forskrifter for byggverk og løsninger rundt byggverk. Veilederen utdyper reglene i forskriften, og angir løsninger for krav. Dette innebærer blant annet areal, planløsning, antall etasjer, antall mennesker, risikoklasse, brannklasse og brannbelastning (*REN veiledning til teknisk forskrift til plan- og bygningsloven, 2003*).

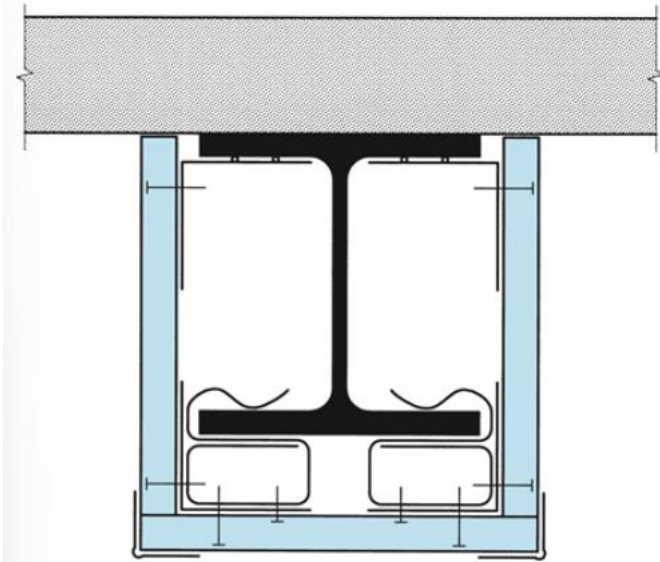
Massivtrekonstruksjoner kan brukes i bærende konstruksjoner for brannklasse 1 om REN følges. Dette innebærer forutsetninger fra REN, og gjør dermed at kravene fra TEK 17 oppfylles. Bjelker og søyler i tre må minst ha en brannmotstand på 30 minutter og et materialkrav D-s2, d0. Materialkravet beskriver brennbarheten av materialet. Etasjeskiller skal utføres i EI 30 og har samme materialkrav som bjelker og søyler (*Bygge med massivtrelementer. Hæfte 2, 2009*).

Stål

Stålkonstruksjoner som ikke er beskyttet mot brann har vanligvis ikke mer brannmotstand enn 10 til 15 minutter. Det er flere måter å beskytte stålkonstruksjoner mot brann, et alternativ er å dimensjonere mot brann med gipsplater. På grunn av store mengder vann i gipsen og varmeisolerende effekt forsinkes temperaturstigning i stålkonstruksjonen. Byggdetaljblad 520.315 angir platelag for 60 minutt med brannmotstand der kritisk ståltemperatur er satt til 500 °C. Det brukes i opprinnelig modell HE-B bjelker, og etter tabell 20 kan det brukes 1 platelag med 15 mm branngipsplate. Platen insatlleres som vist på figur 46, med brannpåkjenning på tre sider. (*Brannbeskyttelse av stålkonstruksjoner, 2020*)

Profiltype	Profilhøyde [mm]	Antall platelag
HE-B	100-600	1

Tabell 20 - Veiledende antall platelag for 60 minutters brannmotstand.



Figur 4646 - Bjelke som er brannpåkjent på tre sider. (Brannbeskyttelse av stålkonstruksjoner, 2020) 520.315
Brannbeskyttelse av stålkonstruksjoner - Byggforskserien

Kravene gitt av brannklasse 1 indikerer at konstruksjonen kan prosjekteres uten å ta stort hensyn til valg av materialer og dimensjoner. De to bæresystemene opprettholder kravene for brannmotstand. For løsningen til COWI er dette forutsatt at stålelementer er beskyttet for brann. Ny løsning er derimot i ren betong og overholder kravene uten hensyn til branndimensjonering.

Tre vil i motsetning til betong og stål bidra til brannutvikling. Økte temperaturer fra brannutvikling vil redusere bæreevne til andre konstruksjonselementer. For dekke er dette vesentlig faktor, ettersom et hulldekke ikke vil bidra til brannutvikling på samme måte som et dekke i massivtre. Det skal likevel tas i betraktning at forkulling av massivtre vil med tiden hindre videre brann i materialet. Bidraget til brannutviklingen er dermed begrenset. En positiv egenskap for massivtre er at det hindrer temperaturøkning på kald side.

Et resultat av sammenligning tilsier at begge løsninger er gode. Et bæresystem i betong betraktes likevel som bedre. Betong vil ha god brannmotstand i alle konstruksjonsdeler. Massivtre og stål har svakheter ved at det bidrar til brannutvikling og trenger brannbeskyttelse.

6.4 Økonomi

I forprosjekteringen er det ofte økonomien som bestemmer hvilket bæresystem og hvilke løsninger som skal benyttes. Krav til klima vil variere fra prosjekt til prosjekt. Som vist i LCA-analysen i kapittel xx vil et alternativt bæresystem i betong være mer miljøvennlig enn det prosjekterte bæresystemet i tre. I tilfeller der to løsninger med oppfylte miljøkrav sammenlignes, er det ofte økonomiske faktorer som avgjør hvilken løsning byggherre går for.

6.4.1 Materialkostnad

Det vil være vanskelig å finne et nøyaktig prisestimat for bæresystemene. Utregning av kostnad vil derfor være et grovt anslag, gjort ut fra materialdata. Der indirekte kostnader som transport og monteringsarbeid ikke kan regnes ut nøyaktig. Med forbehold om nevnte unøyaktigheter er det hentet ut enhetspriser fra Norsk prisbok. Norsk prisbok er et oppslagsverk for den norske byggebransjen hvor man finner totale enhetskostnader som inkluderer armering, brann- og akustikktiltak med mer. Materialmengder er hentet ut fra FEM-design modeller («Norsk prisbok», 2023).

Bæresystem i betong				Bæresystem i Tre, stål og betong.			
Element	Mengde	Pris per målenhet	Total (Kr)	Element	Mengde	Pris per målenhet	Total (Kr)
Hulldekke	615m ²	1493m ²	918 000	Vegger betong	49,26m ³	15035m ³	740 624
Bjelker	29,7m ³	28940m ³	859 518	Søyler limtre	5,14m ³	31312m ³	161 000
Søyler	12,4m ³	28940m ³	358 856	Bjelker i limtre	29,63m ³	24 136m ³	715 150
				Søyler i Stål	2500kg	59kr per kg	147 500
				Bjelker i stål	8800kg	59 kr per kg	519 200
				Dekke i massivtre	615m ²	3121 m ²	1 919 500
				Bjelker i Betong	9,8m ³	28940 m ³	283 612
Sum			2 136 400,-				4 486 596,-

Tabell 21 - Priser for de to bæresystemene («Norsk prisbok», 2023)

6.4.2 Sammenligning

Bæresystem i betong er estimert til å være den billigste løsningen, og vil koste 47,6 % av prosjektert løsning i tre av COWI. Materialforbruken er utslagsgivende for prisen, ettersom tre vil kreve et høyere materialforbruk enn betong. Herunder betongveggen som har en høyere

materialmengde sammenlignet med søylene i betongbæresystemet. Kostnader for stål og betong har de siste 5 årene hatt en økende utvikling på grunn av tilbud, etterspørsel og politiske faktorer. Prisen på trevarer har derimot hatt en synkende kurve, noe som kan føre til at tre blir et mer konkurransedyktig material i tiden fremover (*Norsk Stål*, 2022) .

Selv om materialer til betong og armering er mye billigere, krever plasstøpte betongelementer mer tid på ferdigstilling enn treelementer. Kostnadsbesparelser for byggetid er ikke lagt inn i estimatet, noe som kan endre totalprisen på prosjektet. Det kan likevel antas at bæresystem i betong vil være mer gunstig økonomisk basert på prisforskjellene for de to materialene i dagens marked.

7 Konklusjon

Oppgaven har redegjort for grunnleggende dimensjonering av et bæresystem i betong. Bæresystemet i betong har deretter blitt sammenlignet med et bæresystem i tre, med hensyn til klima, brannpåvirkning og økonomi. Betongens egenskaper gjorde det mulig å redusere tverrsnitt og materialmengder sammenlignet med prosjektert løsning i tre.

Bæresystemet oppfyller standardkravene ifølge eurokoder, norsk standard og nasjonalt tillegg. Det er tatt hensyn til flere lastpåkjenninger og inkludert støtkraft fra brannbiler fra både håndbergeninger og FEM-design. Vurdering og analyse av modell i FEM-design og beregninger for hånd viser at bæresystemet overholder dimensjoneringskrav.

Sammenligning av klimapåvirkningen i livsløpsanalysen viser at begge bæresystemene overholder karbonreferanse «A». Vesentlige forskjeller i materialmengder og transportavstand er avgjørende faktorer for at bæresystemet i tre har et høyere klimagassutslipp enn bæresystemet i betong. Resultatet uten betongvegg tydeliggjør at tre i utgangspunktet er mer miljøvennlig

I sammenligningen er det vist at betong, stål og tre oppfyller kravene som stilles til brannmotstand. Betong krever imidlertid ikke tiltak mot brannbeskyttelse, og bidrar heller ikke til brannutvikling. Det vil dermed være mer gunstig å bruke betong som konstruksjonsmateriale, i stedet for stål og tre.

Den økonomiske vurderingen viser at et bæresystem i betong vil ha en total kostnad på 2,13 millioner kroner sammenlignet med bæresystemet i tre til 4,49 millioner kroner. Bæresystemet i betong representerer dermed også en økonomisk fordel, sammenlignet med bæresystemet i tre. Dersom man ser på eksterne faktorer som bærekraft og klima, må det sees til om kostnadsdifferansen veier opp for sparte klimagassutslipp.

Konklusjonen er at det er mulig å prosjektere et bæresystem i betong med en lavere total kostnad og mer miljøvennlig måte enn COWI sin prosjekterte løsning i tre.

Referanser

Aksnes, A., & Holtet, J. A. (2022, april 6). *Ozonlaget*. Store norske leksikon.

<https://snl.no/ozonlaget>

Bartolomei, R. T. (2021, juli 19). *Bør vi bygge med tre eller betong?* Fremtidens

Byggenæring. <https://www.fremtidensbygg.no/bor-vi-bygge-med-tre-eller-betong/>

Betong er en del av klimaløsningen. (2020, april 14). Sintef. [https://www.sintef.no/siste-](https://www.sintef.no/siste-nytt/2020/-betong-er-en-del-av-klimalosningen/)

[nytt/2020/-betong-er-en-del-av-klimalosningen/](https://www.sintef.no/siste-nytt/2020/-betong-er-en-del-av-klimalosningen/)

Betongelementforeningen (Red.). (2010). *Betongelementboken* (4. utg.).

Betongelementforeningen.

<https://betongelementboka.betong.no/betongapp/default.html>

Betong.no. (2020). *Betongelement Boken* (2020. utg.). Betongelementforeningen.

<https://betongelementboka.betong.no/betongapp/default.html>

Brannbeskyttelse av stålkonstruksjoner. (2020, september 21). Byggforskserien.

https://www.byggforsk.no/dokument/314/brannbeskyttelse_av_staalkonstruksjoner

Brannmotstand for bjelker og søyler av betong, mur og tre. (2009, april). Byggforskserien.

[https://www.byggforsk.no/dokument/1540/brannmotstand_for_bjelker_og_soyler_av_betong_mur_og_tre#](https://www.byggforsk.no/dokument/1540/brannmotstand_for_bjelker_og_soyler_av_betong_mur_og_tre#_betong_mur_og_tre#)

Brannmotstand for etasjeskillere av tre og betong. (2009). Byggforskserien.

https://www.byggforsk.no/dokument/1538/brannmotstand_for_etasjeskillere_av_tre_og_betong#i65

Bungum, H. (2020, november 19). *Jordskjelv*. Store norske leksikon. <https://snl.no/jordskjelv>

Bygge med massivtrelementer. Hæfte 2: Håndbok : Byggeteknikk. (2009). Treteknisk.

Byggeteknisk forskrift (TEK17) med veiledning, (2017) (testimony of Direktoratet for

byggkvalitet). <https://dibk.no/regelverk/byggeteknisk-forskrift-tek17/>

Environmental performance indicators. (u.å.). The International EPD System.

<https://www.environdec.com/resources/indicators>

EPD. (2023). *Epd- Norway.* <https://www.epd-norge.no/epder/>

Fire resistance. (u.å.). The Concrete Centre. <https://www.concretecentre.com/Performance-Sustainability/Fire-Resistance.aspx>

Forskrift om tekniske krav til byggverk (Byggteknisk forskrift), (2017).

<https://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/2017-06-19-840>

Forsuring—Et internasjonalt miljøproblem. (u.å.). Miljølære.

<https://www.miljolare.no/tema/vannressurser/artikler/forsuring.php>

Focus Software. (u.å.). *OS prog Program for betongdimensjonering.* Hentet 20. februar 2023, fra <https://www.focus.no/produkter/ove-sletten/>

Geologiske kart. (u.å.). Norges geologiske undersøkelser. <https://www.ngu.no/geologiske-kart>

Google maps. (2023). Google. <https://www.google.no/maps>

Grønvold, K. (2019, januar 10). *Tre som byggemateriale.*

<https://ndla.no/nb/subject:1:0d67724e-d9fa-4365-9839-4cc91c012855/topic:1:eaf487bb-a2ad-4725-8e57-fd709dd4cade/topic:2:158644/resource:1:169558>

Hjort-Hansen, S. (2022). *Viktig å reparere riss og sprekker i betongkonstruksjoner.*

<https://sintef.brage.unit.no/sintef-xmlui/bitstream/handle/11250/3059967/Viktig%2b%25C3%25A5%2breparere%2briss.pdf?sequence=1#:~:text=SINTEF%20Riss%20og%20sprekker%20kan%20f%C3%B8re%20til%20inn-trenging,helt%20avgj%C3%B8rende%20for%20%C3%A5%20kunne%20iverksette%20rik-tige%20utbedringstiltak>

Homleid, Å. (2017, august 23). *Tre og betong like gode i svensk miljøstudie*. Byggeindustrien.

<https://www.bygg.no/tre-og-betong-like-gode-i-svensk-miljostudie/1323145/>

I Generelle krav til sikkerhet ved brann § 11-2. Risikoklasser. (2017). Direktoratet for

byggkvalitet. <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/11/i/11-2/>

I Generelle krav til sikkerhet ved brann § 11-3. Brannklasser. (2017). Direktoratet for

byggkvalitet. <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/11/i/11-3>

II Bæreevne og stabilitet ved brann og eksplosjon § 11-4. Bæreevne og stabilitet. (2017).

Direktoratet for byggkvalitet. <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/11/ii/11-4>

Jordskjelv i Norge. (u.å.). Norsar. <https://www.jordskjelv.no/om-jordskjelv/jordskjelv-i-norge/>

Kvellheim, A. K., & Bramslev, K. (2020, april 14). *Betong er en del av klimaløsningen*.

<https://www.sintef.no/siste-nytt/2020/-betong-er-en-del-av-klimalosningen/>

Lov om planlegging og byggesaksbehandling (plan- og bygningsloven), (2008).

<https://lovdata.no/dokument/NL/lov/2008-06-27-71>

Matchad. (2021). *PTC Matchad*. <https://www.mathcad.com/en/>

Michalsen, B. (2019, november 29). *7 gode grunner til å bruke tre som byggemateriale*

[Intervju]. <https://www.tekna.no/kurs/innhold/7-gode-grunner-til-a-bruke-tre-som-byggemateriale/>

Miljø. (u.å.). Treindustrien. <https://www.treindustrien.no/miljo>

Miljøvennlig stål. (u.å.). Nordic Steel. <https://www.nordicsteel.no/fagartikler/tilbyr-gront-stal>

Norsk prisbok. (2023). I *Norsk prisbok* (2023. utg.). <https://www.norskprisbok.no/Home.aspx>

Norsk Stål. (2022, mars 1). <https://www.norskstaal.no/aktuelt/markedsrapporter/hvordan-paavirker-russland-ukraina-konflikten-markedet>

NS-EN 1991-1-7 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner—Del 1-7: Almenne laster—

Ulykkeslaster. (2008).

Nysgjerrig på BREEAM-NOR? (u.å.). Grønn byggallianse.

<https://byggalliansen.no/sertifisering/om-breeam/nysgjerrig-pa-breeam-nor/>

One Click. (2022). *One Click LCA.* <https://www.oneclicklca.com/>

REN veiledning til teknisk forskrift til plan- og bygningsloven. (2003).

https://dibk.no/globalassets/byggeregler/tidligere_regelverk/historisk-arkiv-1949---1987/veiledning-ren-til-forskrift-om-krav-til-byggverk-tek-3-utgave.pdf

Rønning, A. (2017, august 23). *Tre og betong like gode i svensk miljøstudie.*

<https://www.bygg.no/tre-og-betong-like-gode-i-svensk-miljostudie/1323145!/>

Scott, I. (2021). *Kryp konstruksjonsteknikk.* https://snl.no/kryp_-_konstruksjonsteknikk

Standard Norge NS- EN 1995 Eurokode 5 Prosjektering av trekonstruksjoner. (2008).

Standard Norge NS-EN 1991 -1-3 Snølaster. (2008).

Standard Norge NS-EN 1991 -1-4 Vindlaster. (2009).

Standard Norge NS-EN 1991—1-1 Laster på konstruksjoner. (2008).

Standard Norge NS-EN 1992- 1-1 Eurokode 2 Prosjektering av betongkonstruksjoner.

(2018).

Standard Norge NS-EN-1998 Eurokode 8 Prosjektering av konstruksjoner med seismisk

påvirkning. (1998). <https://www-standard-no.galanga.hvl.no/>

StruSoft. (2021). *Structural Analysis Software, FEM-Design.* StruSoft.

<https://strusoft.com/software/3d-structural-analysis-software-fem-design/>

Stærk & Co AS. (2022). *Riss.*

https://www.byggforsk.no/dokument/6245/reparasjon_av_riss_og_sprekker_i_betongkonstruksjoner

Svingninger av betongelementer. (u.å.). Betongelementforeningen.

<https://www.betong.no/siteassets/dokumenter/svingningavbetongelementer.pdf>

Sørensen, S. I. (2013). *Bergening og dimensjonering etter eurokode 2* (2.utgave).

Thue, J. V. (2016, juli 16). *SNL.no*. SNL.no. <https://snl.no/betong>

Toldnæs, J. P. (2022, januar 13). *Globale oppvarmingspotensialer*. Store norske leksikon.

https://snl.no/globale_oppvarmingspotensialer

Trebaserte byggematerialer bidrar til mindre klimagassutslipp. (u.å.). Hunton.

<https://www.hunton.no/hvorfor-hunton/karbon-fotavtrykk/>

Trygt å bruke massivtre i bærekonstruksjoner. (2020, januar 27). Sintef.

<https://www.sintef.no/siste-nytt/2020/trygt-a-bruke-massivtre-i-barekonstruksjoner/>