

Ronny Angel Løvstad

Utfordringer ved rehabilitering og oppgradering av eksisterende trehus

En teoretisk caseoppgave med rehabilitering og oppgradering av et eksisterende trehus for å finne utfordringene og mulighetene

Bacheloroppgave i Bygg - konstruksjon

Veileder: Thomas Haavi

Mai 2023

Ronny Angel Løvstad

Utfordringer ved rehabilitering og oppgradering av eksisterende trehus

En teoretisk caseoppgave med rehabilitering og oppgradering av et eksisterende trehus for å finne utfordringene og mulighetene

Bacheloroppgave i Bygg - konstruksjon
Veileder: Thomas Haavi
Mai 2023

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for bygg- og miljøteknikk



Kunnskap for en bedre verden

Utfordringer ved rehabilitering og oppgradering av eksisterende trehus

En teoretisk caseoppgave med rehabilitering og oppgradering av et eksisterende trehus for å finne utfordringene og mulighetene

Ronny Angel Løvstad

Gradering: Åpen

Bachelor i ingeniørfag - bygg

Innlevert: mai 2023

Veileder: Thomas Haavi

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet

Institutt for vareproduksjon og byggingsteknikk

Oppgavens tittel:	Dato: 18.05.2023		
Utfordringer ved rehabilitering og oppgradering av eksisterende trehus	Antall sider: 178		
	Masteroppgave:	Bacheloroppgave	X
Navn: Ronny Angel Løvstad			
Veileder: Thomas Haavi			
Eventuelle eksterne faglige kontakter/ veiledere: Kjell Andreas Haukø			
Sammendrag: Et eldre trehus ble teoretisk rehabilitert og oppgradert med så mye gjenbruk som mulig. Bakgrunnen er at kommunene kan nå gi unntak fra tekniske krav i regelverket. Dette skal gjøre rehabilitering og oppgradering enklere. Trehuset hadde en kjeller, en første etasje og en halv andre etasje. Taket var et saltak. Hele andre etasje ble endret, og det ble prosjektert pulttak. Bæring i første etasje og kjeller ble gjenbrukt. Det ble undersøkt hvilke utfordringer i prosessen ovenfor kommunen, og i prosjekteringen man kunne støte på. Noen av utfordringene er ukjent kvalitet på materialer i eksisterende konstruksjon, ny overføring av krefter, ukjent tilstand på konstruksjonen før byggestart og dokumentering av at konstruksjonen er i overensstemmelse med tekniske krav. Konklusjonen er at denne renoveringen og oppgraderingen er mulig med dagens regelverk gitt at det gis unntak fra tekniske krav.			

Stikkord:

Gjenbruk
Rehabilitering
Konstruksjonssikkerhet
Teknisk regelverk

Ronny Angel Løvstad

Forord

Bacheloroppgaven er utarbeidet våren 2023. Den setter slutt punkt for 5 års skolegang med deltidsstudier på byggingeniørfaget ved NTNU i Gjøvik. I mellomtiden fra studiet ble påstartet tilbake i 2018, har forfatter stiftet familie med to små barn. Det har vært mange tøffe prioriteringer underveis i studieløpet, og man har fått kjenne på tidsklemma ganske ofte. Prioritering av tid i en hektisk hverdag med familieliv har vært nøkkelen for å lykkes med studiet. Oppgaven er utarbeidet etter ønske om å se på mulighetene for rehabilitering av egen bolig. Dette er en teoretisk caseoppgave med oppgradering og rehabilitering. Oppgaven har som formål å avdekke hvilke utfordringer som kan dukke opp ved en rehabilitering og oppgradering av et eksisterende trehus.

Abstract

The purpose of this thesis is to examine the challenges that may arise when rehabilitating a structure instead of demolishing it. The study focuses on the structural aspects and aims to ensure the safety of the existing structure while exploring the advantages and disadvantages of rehabilitation compared to demolition.

The methodology for this study involved creating a 3D model of the house using computer-aided design (CAD) software. Components that were vulnerable to unfavourable loads were identified and selected for analysis. Structural analysis software was used to determine their load-carrying capacity and identify any necessary adjustments to withstand unfavourable loads. Adjustments were made in the 3D model, and their effects on the structure were re-evaluated using the analysis software to ensure structural integrity.

The original structure had a pitched roof with a fully functional first floor, a secondary room in the basement, and a half-utilized second floor with a knee wall on the end walls. The second floor of the rehabilitated structure is almost entirely new, and no materials from the original walls were reused. The original beam or floor joist between the first and second floor was retained with some modifications for stability and to prevent the effect of tilting and twisting in the joist.

In a bachelor report of whether it is possible to apply for an exemption, it is important to consider the following conditions: the age of the building, its formal conservation status, type, purpose, location, the duration of the measure, and the current technical condition. Factors that may reduce negative consequences if an exemption is granted, as well as benefits gained from the measure, should also be evaluated. In this thesis, the wooden house had no conservation status, was not of a specific type, and was in a residential area. In addition, the current technical condition was unknown. There were several conditions that reduced negative consequences, such as relaxation of requirements for universal design, ventilation, energy sources, and some fire safety requirements for the first floor and basement. The structure meets important safety and health requirements, and by rehabilitating it, environmental requirements are also met. However, there is a challenge in determining the technical condition and being able to consider construction solutions that are acceptable and in line with recognized standards.

Innholdsfortegnelse

Innhold

Forord	iii
Abstract (engelsk)	iv
Innholdsfortegnelse	v
1 Innledning.....	8
1.1 Bakgrunn	8
1.2 Problemstilling.....	9
1.3 Målsetning	10
1.4 Avgrensninger i bacheloroppgaven	10
1.5 Oppgavens struktur.....	11
1.6 Bidrag	12
1.7 Rehabilitering av trekonstruksjoner.....	12
2 Teori	13
2.1 Nasjonalt regelverk.....	13
2.1.1 Plan og byningsloven	13
2.1.2 Byggeteknisk forskrift (TEK17)	15
2.2 Norske standarder	17
2.2.1 Eurokoder	17
2.3 Trehus	19
2.3.1 Bygningstyper	19
2.3.2 Byggeskikk.....	19
2.3.3 Bæresystem	20
2.3.4 Energieffektivitet.....	21
2.4 Konstruksjonsteknikk	22
2.4.1 Konstruksjonssikkerhet	22
2.4.2 Lasttyper	26
2.4.3 Egenlast og nyttelast.....	27
2.4.4 Lastfaktorer og lastkombinering	30
2.4.1 Snølast	37
2.4.2 Vindlast	41

2.4.3	Fundamentering og avstiving	54
2.4.4	Forbindelser for stål- og trekonstruksjoner	57
2.5	Trekonstruksjoner	57
2.5.1	Teori om trevirke	57
2.5.2	Dimensjonering av trekonstruksjon	58
2.5.3	Avstiving av konstruksjon	74
2.6	Stålkonstruksjoner	75
2.6.1	Teori om stålkonstruksjoner	75
2.6.2	Dimensjonering av stålkonstruksjoner	75
2.7	Sikkerhet ved brann	84
3	Metode	89
3.1	Relevant programvare	89
3.2	Vurdering opp mot nasjonalt regelverk	90
3.3	Beskrivelse av eksisterende trekonstruksjon	91
3.4	Beskrivelse av prosessen med å tegne huset	98
3.5	Parametere i beregninger	99
3.6	Usikkerhet i beregninger	101
4	Resultater	102
4.1	Rehabilitering konstruksjon	102
4.1.1	Skisser av fasaden	103
4.1.2	Kjeller	108
4.1.3	Første etasje	109
4.1.4	Andre etasje	112
4.1.5	Takkonstruksjon	115
4.1.6	Oppbygging av yttervegger og fasade	118
4.2	Beregninger	121
4.2.1	Takkonstruksjon 2.etg	121
4.2.2	Bærende bjelker over vinduer 2.etg	127
4.2.3	Stender i yttervegg 2.etg	129
4.2.4	Limtretrager – Understøtter taksperrer 2.etg	132
4.2.5	Gulvbjelker 2.etg	134
4.3	Tekniske løsninger for brann	144
4.3.1	Yttervegger	144

4.3.2	Takkonstruksjon	146
4.3.3	Etasjeskillere	147
4.3.4	Innvendige vegger	148
5	Diskusjon.....	150
5.1	Skisser av konstruksjonen	150
5.2	Beregninger	151
5.3	Branndimensjonering.....	154
5.4	Vurdering av tekniske løsninger i yttervegg med rehabilitering	155
5.5	Vurdering av gjenbruk av eksisterende materialer	156
5.6	Diskusjon basert på kravene i nasjonalt regelverk	156
5.6.1	Relevant regelverk.....	157
5.6.2	Tekniske krav ved rehabilitering.....	157
5.7	Vurdering av om rehabilitering er hensiktsmessig	161
5.8	Vurderinger av resultater og regelverk	163
6	Konklusjon	167
7	Tabeller, former og figurer	170
8	Litteraturliste	174
	Referanser.....	174
	Vedlegg	177

1 Innledning

1.1 Bakgrunn

En regelverksendring i plan og bygningsloven som trådte i kraft 1. januar 2023 åpner en ny retning å tenke på når det kommer til rehabilitering og oppgradering. Endringen i regelverket består av at kommunene gis hjemmel til å gi unntak fra tekniske krav i regelverket. Denne nye hjemmelen sett i sammenheng med den økende interessen for bærekraftig utvikling og miljøvennlige byggemetoder, og hvordan dette har ført til en økende interesse for å rehabilitere og oppgradere eksisterende bygninger. Caseoppgaven har som mål å finne utfordringer og muligheter med det nye regelverket ved å se helt konkret på et prosjekt.

Nasjonalt teknisk regelverk

Caseoppgaven i denne bacheloroppgaven vil omfattes av plan og bygningsloven, og derfor er det viktig å se på regelverket for å svare ut problemstillingen. Plan og bygningsloven presenteres i kapittel 2.1.1. Denne loven med tilhørende forskrifter setter rammene for hva som er lovlig å gjøre.

Europeiske standarder

En beskrivelse av hvordan rehabilitering og oppgradering av eksisterende bygninger kan bidra til å redusere avfall og utslipp av klimagasser.

EU's green deal (NZEB)

En «nearly zero-emission building» (NZEB) er en bygning med svært høy energiytelse, der den nær null eller svært lave mengden energi som kreves skal være dekket i svært stor grad av energi fra fornybare kilder, inkludert energi fra fornybare kilder som produseres på stedet eller i nærheten.

Energy Performance of Buildings Directive krever at EU-landene må sørge for at alle nye bygninger var nesten null-energi innen utgangen av 2020, mens alle nye offentlige bygninger måtte være nesten null-energi etter 31. desember 2018. Vi er ikke en del av EU-landene, men vi er sterkt knyttet til EU gjennom EØS-samarbeidet. Direktiver blir normalt implementert i Norsk regelverk, men kan tilpasses norske interesser.

Kommisjonens forslag til revisjon av direktivet (desember 2021) går et skritt videre fra dagens nesten null-energibygg til nullutslippsbygg (ZEB), og justerer kravene til energiprestasjon for nye bygninger mot det langsiktige klimanøytralitetsmålet og «energieffektivitetsprinsippet».

Ifølge direktivets forslag defineres et nullutslippsbygg som en bygning med svært høy energiprestasjon, der den svært lave mengden energi som er nødvendig å tilføre, fullt ut dekkes av energi fra fornybare kilder, og uten karbonutslipp på stedet fra fossile brensler.

ZEB-kravet skal gjelde fra 1. januar 2030 for alle nye bygninger, og fra 1. januar 2027 for alle nye bygninger som er okkupert eller eid av offentlige myndigheter.

Mens fokuset i forslaget er å redusere klimagassutslipp, inkluderer ZEB-definisjonen også beregning av livssyklusens globale oppvarmingspotensial (GWP) og dens avsløring gjennom bygningens energiprestasjonssertifikat. Dette kravet skal gjelde fra 1. januar 2027 for alle nye bygninger med et bruksareal større enn 2000 kvadratmeter og fra 1. januar 2030 for alle nye bygninger.

I denne bachelorrapporten vil vi se på mulighetene for å spare energi og øke sirkulasjonen ved rehabilitering og oppgradering av eksisterende trebygg og trekonstruksjoner. Tre har lenge vært et populært byggemateriale på grunn av sin bærekraft og miljøvennlighet, men mange trebygg og trekonstruksjoner kan ha behov for rehabilitering eller oppgradering for å kunne fortsette å være i bruk. Ved å se på muligheter for å gjøre disse rehabiliteringene og oppgraderingene mer energieffektive, kan vi bidra til å redusere CO₂-utslipp og øke sirkulasjonen av trebygg og trekonstruksjoner.

I denne rapporten vil vi først se på hva som kjennetegner trebygg og trekonstruksjoner. Deretter vil de ulike eurokodene og regelverket som konstruksjoner omfattes av presenteres. Til slutt vil man se på eksempler på hvordan disse teknikkene og metodene har blitt brukt i praksis, og drøfte hva som kan være viktig å tenke på når man skal velge løsninger for rehabilitering og oppgradering av trebygg og trekonstruksjoner.

Denne rapporten skal bidra til å øke kreativiteten for handlingsrommet i regelverket og mulighetene for å øke graden av gjenbruk. Dette medfører på sikt at man sparer klima fordi man slipper å ta ut mere materialer enn nødvendig. Rapporten skal også inspirere til å se på tre som et attraktivt byggemateriale også i fremtiden.

1.2 Problemstilling

Denne bacheloroppgaven søker å finne svar på følgende problemstilling:

- Hvilke utfordringer kan man støte på når eksisterende konstruksjoner utnyttes for å redusere forbruket av nye materialer ved oppgradering og rehabilitering av eksisterende trehus?

I søket etter å finne svar på problemstillingen må man se på teknisk regelverk, standarder på fagfeltet og konstruksjonsmessige detaljer. Det vil bli gjort i en konkret casestudie som innebærer at man skal gjennomføre en tenkt rehabilitering av et eksisterende trehus i Trondheim. Problemstillingen skal ses i sammenheng med oppgradering og rehabilitering av trehuset. I tillegg skal det ses på klimautslipp ved å rive huset for å så å bygge nytt.

1.3 Målsetning

Rehabilitering og oppgradering av eksisterende trebygg/trekonstruksjoner kan være en kostnadseffektiv måte å forlenge levetiden på bygninger og samtidig bidra til å øke bruksverdien av bygningen. Bacheloroppgaven har som formål å kunne finne, belyse og drøfte utfordringene som kan dukke opp og presentere forslag som kan løse utfordringene. Oppgaven har som utgangspunkt å se på om regelverket åpner for at man skal kunne rehabiliterer, gjenbruke og bygge på eksisterende konstruksjoner.

1.4 Avgrensninger i bacheloroppgaven

Oppgaven er begrenset til å kun se på det konstruksjonsmessige i konstruksjonen. Det vil si at oppgaven ikke dekker utførende fag som for eksempel VVS, elektriker, maler også videre. Det betyr at fokuset vil være på selve bygningens konstruksjon og dens bæreevne. Det er begrenset tilgang på kompetanse innen arkitektur og teknisk tegning som kan medføre at skisser av eneboligen ikke blir fullstendige. Dette betyr at skissene som brukes som grunnlag i oppgaven kan være mangelfulle og ikke fullstendige, og dermed kan det være begrensninger i analysen som gjøres.

Det legges til grunn at konstruksjonen har en radonkonsentrasjon som ikke overstiger 200 Bq/m³ i varige rom. Radon er en radioaktiv gass som kan føre til helseskader ved høye konsentrasjoner over tid. Grenseverdien på 200 Bq/m³ er fastsatt av norske helsemyndigheter, og det vil være et fokus på å sikre at konstruksjonen oppfyller denne grenseverdien.

Trekonstruksjonen er bygget etter 1900, og består av en anerkjent byggemetode. Det finnes flere metoder som trebygninger har blitt bygget på før som for eksempel laftet, reisverk, eldre typer bindingsverk også videre. Dette vil ikke drøftes i denne bacheloroppgaven. Bakgrunnen for det er at bygget som case-oppgaven omhandler er bygget på 1980-tallet, og er bygget med bindingsverk med dobbeltsvill (bunnsvill og toppsvill). Det vil si at oppgaven vil sette søkelys på bindingsverk som konstruksjonsmetode og ikke på andre metoder for å bygge trekonstruksjoner.

Teori om konstruksjonssikkerhet knyttet særskilt til relevant teori om trehus. Det vil ikke inkludere inngående teori om fundamentering eller geologi. Det vil si at teori knyttet til grunnundersøkelser, fundamenteringsmetoder og lignende ikke vil bli dekket. Stålteori er et omfattende emne, og derfor vil punktene i standarden pekes på i stedet for å lime inn all relevant formel, tabeller og spesifikke krav. En av grunnene til at stålteori nevnes, er fordi det finnes en ståldrager i trehuset.

Teorien og parametere om I-bjelker vil bli innhentet fra produsenter av denne typen bjelker, slik som for eksempel Huntonit.

1.5 Oppgavens struktur

Bacheloroppgaven består av et kapittel om teori som dekker de relevante temaene knyttet til konstruksjoner som normalt brukes i dag. Teorien tar utgangspunkt i regelverket som tiltak (konstruksjoner) er omfattet av. Når man ser på regelverket er det også relevant å ta kontakt med den lokale kommunen for å få riktig informasjon om eventuelle lokale planer og bestemmelser som kan legge føringer for hvordan man kan bygge. Teorien dekker eurokodene som gjelder for konstruksjoner, men det er valgt ut spesielt eurokodene for stål og trekonstruksjoner. Grunnen til dette er fordi bacheloroppgaven tar som utgangspunkt i rehabilitering av en trekonstruksjon. Da menes konstruksjoner som småhus, og der hvor tre primært er brukt som materiale i konstruksjonen. Videre dekker teorien en introduksjon i fagområdet knyttet til brann og brannprosjektering.

I kapittelet om metode er det presentert hvilken type programvare som er brukt for å tegne huset i 3D. Alle bærende komponenter er tegnet inn i skissen. Det gis en beskrivelse av eksisterende trekonstruksjon som er gjenstand for en teoretisk rehabilitering. Relevante parametere er hentet fra eurokodene, dimensjonene for komponentene i konstruksjonen er målt opp og satt inn i tabell.

Kapittelet som dreier seg om resultater starter med å presentere beregninger som delvis er utført ved hjelp av programvare, og i Microsoft Excel. Det ligger også tekniske skisser under resultater som viser hvordan resultatet ble etter teoretisk rehabilitering.

Under diskusjon vil det ses på regelverket som gjelder for konstruksjoner i dag. Dette er viktig for å se på rammene man kan jobbe rundt i en praktisk hverdag dersom denne rehabiliteringen skulle blitt gjennomført i praksis.

Konklusjonen bygger på metoden, resultatene og diskusjonen. Figurer, formler, tabeller og referanser oppgis i kapittel 7. Referanser i eurokodene er blitt brukt mye. Det er fordi de spesifikke kravene og pre-aksepterte ytelser kommer fra eurokodene. Det er disse som danner grunnlaget for oppgaven.

1.6 Bidrag

Bacheloroppgaven håper på å kunne rette søkelyset på potensiale med å oppgradere og rehabiliterer eksisterende konstruksjoner fremfor å rive for å sette opp nye konstruksjoner.

Denne oppgaven ser på bygninger som primært er satt sammen av tre fra et perspektiv fra en som skal bo, oppholde seg eller ha sitt daglig virke der. Spørsmålet for enhver eier i forbindelse med en oppgradering av bygget er hvor mye koster det å rive for å sette opp et nytt bygg. Det er ønske om at oppgaven skal vise handlingsrommet som finnes i dag til å se på rehabilitering som en mulighet istedenfor å rive en konstruksjon som man utvikle og samtidig gjenbruke store deler av.

1.7 Rehabilitering av trekonstruksjoner

Tre har lenge vært et populært byggemateriale på grunn av sin bærekraft og miljøvennlighet, men mange trebygg og trekonstruksjoner kan ha behov for rehabilitering eller oppgradering for å kunne fortsette å være i bruk. Ved å se på muligheter for å gjøre disse rehabiliteringene og oppgraderingene mer energieffektive, kan vi bidra til å redusere CO₂-utslipp og øke sirkulasjonen av trebygg og trekonstruksjoner.

Gjennom denne rapporten håper vi å bidra til økt forståelse for handlingsrommet man kan bruke ved å utnytte gammel konstruksjon. Det er muligheter for å spare energi og øke sirkulasjonen ved rehabilitering og oppgradering av eksisterende trebygg og trekonstruksjoner, og inspirere til å se på tre som et attraktivt byggemateriale også i fremtiden.

2 Teori

Kapittelet om teori inneholder nasjonalt regelverk, standardverk innenfor bygg og eiendom, Byggforskserien fra Sintef, samt teori om konstruksjonssikkerhet som er opparbeidet gjennom flere års studie.

2.1 Nasjonalt regelverk

Når man planlegger rehabilitering av en bygning eller konstruksjon, er det viktig å ha god kunnskap om relevant regelverk og tekniske krav. Rehabilitering kan innebære endringer i den opprinnelige konstruksjonen, og det er viktig å sørge for at de nye løsningene oppfyller kravene i teknisk forskrift og andre relevante standarder. I dette kapittelet vil det presenteres ulike typer regelverk og tekniske krav som må tas i betraktning ved rehabilitering. De vil også bli sett nærmere på hvordan disse kravene kan påvirke valg av materialer, konstruksjonsmetoder og planlegging av rehabiliteringsprosessen. Ved å ha en grundig forståelse av relevant regelverk og tekniske krav, kan man sikre at rehabiliteringen gjennomføres på en sikker og effektiv måte, og at den resulterende konstruksjonen er av høy kvalitet.

Rehabilitering av en eksisterende konstruksjon handler om å oppgradere og sette i stand eldre konstruksjoner slik at de oppfyller dagens kriterier til funksjoner og ytelser. (Byggordboka, 2023)

2.1.1 Plan og byningsloven

Det er viktig å fremheve lov om planlegging og byggesaksbehandling (plan- og byningsloven).

Denne loven har som formål å:

- *Fremme bærekraftig utvikling til beste for den enkelte, samfunnet og framtidige generasjoner.*
- *At planlegging etter loven skal bidra til å samordne statlige, regionale og kommunale oppgaver og gi grunnlag for vedtak om bruk og vern av ressurser.*
- *At Byggesaksbehandling etter loven skal sikre at tiltak blir i samsvar med lov, forskrift og planvedtak. Det enkelte tiltak skal utføres forsvarlig.*

- *At planlegging og vedtak skal sikre åpenhet, forutsigbarhet og medvirkning for alle berørte interesser og myndigheter. Det skal legges vekt på langsiktige løsninger, og konsekvenser for miljø og samfunn skal beskrives.*
- *Sørge for at prinsippet om universell utforming ivaretas i planleggingen og kravene til det enkelte byggetiltak. Det samme gjelder hensynet til barn og unges oppvekstvilkår og estetisk utforming av omgivelsene. For boliger skal prinsippet om universell utforming ivaretas gjennom krav til tilgjengelighet.*

Videre er fjerde del som består av byggesakdelen viktig for å kunne forstå hvordan regelverket er utformet.

§ 20-1. Tiltak som omfattes av byggesaksbestemmelsene

Følgende tiltak omfattes av byggesaksbestemmelsene i denne lov:

- a. *oppføring, tilbygging, påbygging, underbygging eller plassering av bygning, konstruksjon eller anlegg*
- b. *vesentlig endring eller vesentlig reparasjon av tiltak som nevnt under bokstav a*
- c. *fasadeendring*
- d. *varig eller tidsbestemt bruksendring, vesentlig utvidelse eller vesentlig endring av tidligere drift av tiltak som nevnt under bokstav a*
- e. *riving av tiltak som nevnt i bokstav a*
- f. *oppføring, endring eller reparasjon av bygningstekniske installasjoner*
- g. *oppdeling eller sammenføring av bruksenheter i boliger*
- h. *oppføring av innhegning mot veg*
- i. *plassering av skilt- og reklameinnretninger*
- j. *plassering av midlertidige bygninger, konstruksjoner eller anlegg*
- k. *vesentlig terrenginngrep*

- l. anlegg av veg, parkeringsplass og landingsplass*
- m. opprettelse av ny grunneiendom, ny anleggseiendom eller nytt jordsameie, eller opprettelse av ny festegrunn for bortfeste som kan gjelde i mer enn 10 år, eller arealoverføring, jf. matrikkellova*
- n. hovedombygging.*

(Lovdata, 2023)

I tillegg til de nasjonale kravene kan det også være lokale forskrifter og bestemmelser som det må tas hensyn til. Disse følger av ulike lokale reguleringsplaner som er lagd av og for den aktuelle kommunen eller fylkeskommunen. Her kan det for eksempel være krav til byggehøyder, plassering av bygninger i et område, fasade, type tak også videre. De lokale kravene for denne bacheloroppgaven er gitt av Trondheim kommune, og reguleringsplan r0306.

Det ble foreslått endringer i plan- og bygningsloven, eierseksjonsloven og matrikkellova (endret regelverk for eksisterende byggverk og oppdeling av boenheter til hybler mv.). Denne proposisjonen (forslag til lovvedtak) ble sendt til Stortinget i 2020. En av endringene var i kapittel 31, krav til eksisterende byggverk. Ikrafttredelse 01.01.2023 (lov 37), del I (plan- og bygningsloven) § 11-9 nr. 5, § 12-7 nr. 2, oppheving av § 16-3 tredje ledd, § 20-1 første ledd, § 21-4 andre ledd, ny § 25-4, ny § 25-5, nytt § 29-2 andre punktum, ny § 29-12, §§ 31-1 til 31-8 og nye §§ 31-9 til 31-13. (Kommunal- og distriktsdepartementet, 2020) (Stortinget, 2020)

2.1.2 Byggteknisk forskrift (TEK17)

Byggteknisk forskrift (TEK17) med veiledning er en funksjonsbasert forskrift. En funksjonsbasert forskrift betyr at den ikke inneholder detaljerte krav, men kravene i forskriften gis som ytelseskrav. I veiledningen som hører til forskriften følger det med informasjon hvordan oppfyllelse av krav og preaksepterte ytelser kan skje ved bruk av norsk standard eller liknende. (Direktoratet for byggkvalitet, 2023).

Forskriften har som formål å sikre at alle tiltak som planlegges, prosjekteres og utføres tar hensyn til god visuell kvalitet, universell utforming og oppfyller tekniske krav til sikkerhet, miljø, helse og energi. Dette innebærer at tiltakene må være utformet på en måte som ikke bare er estetisk tiltalende, men også tilgjengelige og funksjonelle for alle brukere, uavhengig av funksjonsevne. I tillegg må de tekniske kravene for sikkerhet, miljø, helse og energi overholdes for å sikre at tiltakene er

bærekraftige og trygge å bruke. Forskriften er dermed en viktig regulering som sikrer at alle tiltak blir planlagt og utført på en ansvarlig og forsvarlig måte.

Viktige benevnelser:

- Funksjonskrav:

Funksjonskrav er mål for oppgaver som skal utføres i byggverket. Kravene er basert på behovene til brukerne og samfunnet. Minimumskravene i forskriften må oppfylles. Kravene beskrives vanligvis med ord, men må også være målbare for dokumentasjon og kontroll. Kravene kan stilles for bygget i sin helhet, eller deler av bygget, også rom, installasjoner og utearealer.

- Ytelseskraav:

Forskriftens ytelseskraav konkretiserer hva som kreves for å tilfredsstillere funksjonskravene. Ytelseskraavene kan være tekniske, bruks- eller miljømessige kvaliteter og kan angis som et bestemt tall eller beskrives kvalitativt. Forskriften og veiledningen kan gi både ytelseskraav og preaksepterte ytelseer.

- Preaksepterte ytelseer

Preaksepterte ytelseer er ytelseer som er godkjent av Direktoratet for byggkvalitet og oppfyller ett eller flere funksjonskrav i forskriften.

- Tekniske løsninger

Tekniske løsninger i byggeprosjektet skal oppfylle spesifikke ytelseskraav og dokumenteres av ansvarlige prosjekterende foretak. Forhåndsdokumenterte løsninger med sertifikat, godkjenning eller dokumentasjon i anerkjent faglitteratur anbefales. Ikke-dokumenterte løsninger må dokumenteres gjennom prøvning, beregning og fagkyndig vurdering i hver byggesak.

- Benyttelse av Norsk Standard

Norsk Standard brukes for å dokumentere oppfyllelse av krav og preaksepterte ytelseer. Standardene er primært nasjonale eller internasjonale. Prosjekterings- og utførelsesstandarder har ofte nasjonale tillegg som man må benytte for byggverk i Norge. Et nasjonalt tillegg kan stille nasjonale krav som gjelder for Norge. Dette kan for eksempel være spesifikke snølaste lokalt i Norge. Standarder kan være angitt i forskriften eller som preaksepterte ytelseer. Hvis en standard

er angitt i forskriften, er det fordi kravet er beskrevet i standarden eller fordi det kreves en standardisert metode for dokumentasjon. Hvis standard brukes som en preakseptert ytelse, kan det fravikes ved å dokumentere oppfyllelse av forskriften på en annen måte.

Det er viktig å merke seg at veiledningen til forskriften oppdateres to ganger per år som kan medføre avvik i henvisninger til standarder siden nye versjoner av standarder trer i kraft og eldre versjoner fases ut. (Standard Norge, 2023)

TEK17.

Belastninger på trebygg og trekonstruksjoner: Dette omfatter hvordan trebygg og trekonstruksjoner tåler ulike typer belastninger, for eksempel vekt, snø, vind og jordskjelv.

Konstruksjonssikkerhet: grunnlag for prosjektering av konstruksjoner og underliggende standarder i serien NS-EN 1991 til NS-EN 1999, med tilhørende nasjonale tillegg.

Trevirke kvalitet: Dette omhandler hvordan virkets egenskaper, som tørrhet, fiberretning og defekter, påvirker styrke, stabilitet og levetid for trebygg og trekonstruksjoner.

Tilkoblings elementer i trekonstruksjoner: Dette dreier seg om ulike metoder for å koble sammen trevirke og andre materialer i trekonstruksjoner, for eksempel skruer, bolter og lim.

Brann sikkerhet i trebygg: Dette omfatter hvordan trebygg og trekonstruksjoner tåler brann, og hvordan man kan øke brann sikkerheten gjennom ulike tiltak, som brann beskyttelse og rømningsveier. (Direktoratet for byggkvalitet, 2023)

2.2 Norske standarder

Her presenteres standardene som brukes i fagområdene for bygg, anlegg og eiendom.

2.2.1 Eurokoder

Ved planlegging, prosjektering, utførelse og verifikasjon av bygg- og anleggskonstruksjoner er det viktig å benytte seg av standarder. Disse standardene omfatter ulike materialer, produkter og

konstruksjonstyper som er nødvendige for å dokumentere egenskaper og utførelse av både nye og eksisterende konstruksjoner.

Eurokoder er en serie felles europeiske standarder som benyttes for prosjektering av byggverk og dokumentasjon av produkters bæreevne og styrke for konstruksjonsformål. Begrepet «byggverk» defineres som alt som bygges eller er resultatet av byggearbeid, hvilket inkluderer både bygg- og anleggskonstruksjoner.

En ny generasjon av eurokoder forventes å være ferdigstilt i 2027-2028. De ulike delene vil imidlertid være ferdige før dette og vil sendes ut på høring fortløpende.

Eurokodene er avgjørende for dokumentasjon av en rekke produkter etter byggevaredirektivet, og standardene benyttes også for å dokumentere konstruksjoners sikkerhet i henhold til kravene i byggeforskriften. Eurokodene med nasjonale tillegg har erstattet tidligere nasjonale standarder for konstruksjonsteknikk, og alle eurokodene har blitt norske standarder.

Hver eurokode har sine egne understandarder, men det gjelder ikke NS-EN 1990. Det er flere som har en egen understandard for «*allmenne regler og regler for bygninger*» og «*brannteknisk dimensjonering*». Det er noen understandarder som dekker broer, siloer, beholdere, tårn og master. Serien med Eurokoder inneholder 58 standarder og er på ca 5000 sider.

De ti eurokodene som finnes på www.standard.no er følgende:

- NS-EN 1990 – Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
- NS-EN 1991 – Eurokode 1: Laster på konstruksjoner
- NS-EN 1992 – Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner
- NS-EN 1993 – Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner
- NS-EN 1994 – Eurokode 4: Prosjektering av samvirkekonstruksjoner av stål og betong
- NS-EN 1995 – Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner
- NS-EN 1996 – Eurokode 6: Prosjektering av murkonstruksjoner
- NS-EN 1997 – Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering
- NS-EN 1998 – Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning
- NS-EN 1999 – Eurokode 9: Prosjektering av aluminiumskonstruksjoner

Kilde: (Standard Norge, 2023)

2.3 Trehus

I dette kapittelet får man en kort introduksjon i de forskjellige bygningstypene som består primært av tre, et forsøk på å forklare hva byggeskikk er, hvordan tradisjonelle hovedbæresystemer er i trehus og et avsnitt om energieffektivitet.

2.3.1 Bygningstyper

Trebygninger finnes i forskjellige former, størrelser og fasonger. En av disse trebygningene er kalt småhus. Småhus er typisk en frittliggende enebolig. En frittliggende enebolig er et hus som er ideelt for en familie eller en husstand. Det kan også være frittliggende enebolig med sekundærleilighet, eller ofte kalt sokkelleilighet. Da har boligen normalt en egen leilighet i underetasjen. Dette kan være en selvstendig del, eller innlemmet med selve eneboligen via innvendig dør. Videre kan trehuset bestå av to boliger, som kalles tomannsbolig. Denne typen er beregnet for to familier. Et kjedehus er to eller flere selvstendige seksjoner som henger sammen med et bygg imellom boligene som typisk er en carport. Slike typer hus kan også kalles kjedet enebolig. Rekkehus er knyttet sammen med en felles skillevegg. Rekkehus kan bestå av flere boliger. Disse skilleveggene som skiller boligene, kan være forskjøvet loddrett og/eller vannrett slik at en vegg eller deler av en vegg er felles. (Knut Ivar Edvardsen og Trond Ø. Ramstad, 2014, s. 14)

På mindre bygninger er tre dominerende, men på større bygninger er betong mer vanlig som hovedmateriale. Imidlertid er tre brukt i firemannsboliger som er kors-delt. Dette er den minste formen for blokk, hvor man deler felles inngang. Disse blokkene har to boliger på bakkeplan, og to i andre etasje. Det brukes tre i andre bygninger også til andre formål enn å bo i. Fellestrekket er at konstruksjonsprinsippene er det samme, og utførelsen av konstruksjonen er lik (Knut Ivar Edvardsen og Trond Ø. Ramstad, 2014).

2.3.2 Byggeskikk

I områder det hvor det allerede eksisterer en bebyggelse er det viktig å ta hensyn til eksisterende byggeskikk. Det vil si at man tilpasser arkitekturen på det man vil bygge slik at bygningen ikke stikker seg ut fra mengden. Med andre ord skal bygningen være typisk for det som anses for å være moderne samtidig som at arkitekturen ikke skal være slik at den stikker seg mye ut fra nabolaget. Dette omtales som bygningens estetiske utforming av omgivelsene, arkitektonisk utforming og

visuelle karakter. Slike begreper benyttes i plan og bygningsloven. Plan og bygningsloven setter også krav til at bygninger skal prosjekteres og bygges på en måte slik at bygget har visuelle kvaliteter i sin funksjon, sine bygde og sammenlignet med naturlige omgivelser og sin plassering. (Knut Ivar Edvardsen og Trond Ø. Ramstad, 2014).

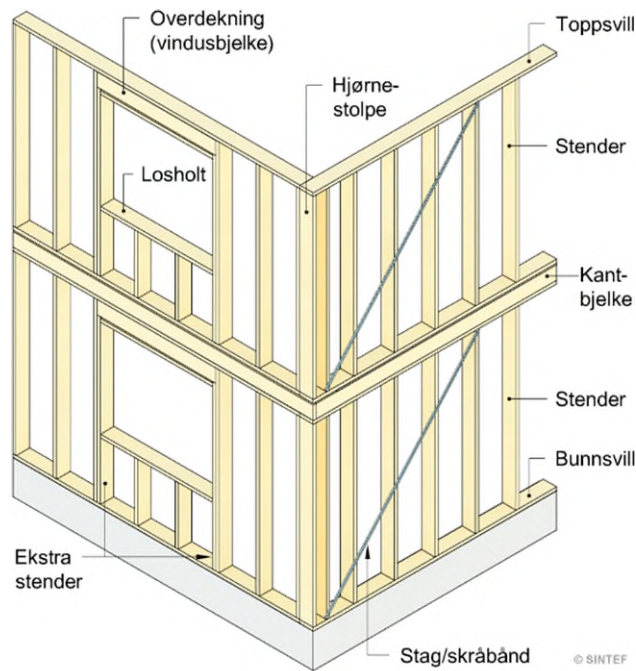
Det finnes imidlertid ingen tydelig definisjon av begrepet byggeskikk. Man kan likevel legge noen kriterier inn i begrepet. Disse kriteriene handler om lokale kvaliteter i bebygde områder, utearealer, klimatilpassinger, klimapåkjenninger, offentlige områder og til den enkelte bygning. Begrepet byggeskikk kan likeså overføres til hvordan man faktisk bygger på. Dette kan være kriterier som byggetid, lokasjonsbestemte forhold, metoder for bygging og materialer. Begrepet er dermed vidt og omfattes av alt fra landskap, struktur på eksisterende bebyggelse, utforming av det enkelte bygg, volumet til bygget, fasade, tak, materialer, metode, og farger. Dette begrepet gjelder like mye for nye bygg som for eksisterende bygninger. Generelt kan man legge til grunn følgende definisjon: (Direktoratet for byggkvalitet, byggeskikk, 2019):

"En kvalitet ved de bygde omgivelser der hensyn til fysisk og sosialt livsmiljø, ressursbruk og energi, universell utforming og estetikk inngår i en stedlig helhet". (Direktoratet for byggkvalitet, byggeskikk, 2019)

2.3.3 Bæresystem

Prinsippene for et godt hovedbæresystemer i bygninger må samordnes med bygningens arkitektur, planløsning, rominndeling og generelle utforming. Normalt for trehus er at ytterveggene bærer takkonstruksjonen og etasjeskillere. Lengder for frie spenn i etasjeskillere kan variere ut ifra type materiale som brukes. Normalt er hovedbæringsprinsippene for småhus i dag at det brukes loddrette veggstendere, gulvbjelker(etasjeskillere) og takstoler eller taksperrer plassert i en avstand på 600 mm, og eventuelt utveksling der det er større åpninger. (Knut Ivar Edvardsen og Trond Ø. Ramstad, 2014).

Figur 1 viser en illustrasjon over forskjellige komponenter i yttervegger med bindingsverk av tre:



Figur 1, 523.251, Bindingsverk av tre. Dimensjonering og utførelse, utgave feb 2023, versjon 6.1

2.3.4 Energieffektivitet

Fra 1941 ble det lov til å sette opp lette bindingsvegger som var utført av loddrette stendere med dimensjonene 48 x 98. Det var på samme tid at isolasjonsmaterialer som mineralull kom på markedet. Dette gjorde at i løpet av 1950-tallet ble varmetapet sterkt redusert i 'nye' bygg, som økte den innendørs komforten. Imidlertid kom det et annet problem og det var at bindingsvegger og isolerte byggedeler ble utsatt for kondensproblemer. Dette kom fordi enkelte deler av konstruksjonen fikk innestengt fuktighet. I ettertiden ble bygningsfysikk og søkelyset på energieffektivitet svært viktig. (Knut Ivar Edvardsen og Trond Ø. Ramstad, 2014)

1.januar 2016 ble grensen for energikravet i byggt teknisk forskrift justert. For å kunne dokumentere energieffektiviteten til et bygg må man bruke minimumskravene i byggt teknisk forskrift. De nye kravene inkluderer også at bygget skal ha en energieffektiv drift. I korte trekk dras man fra fossile oppvarmingsløsninger og over til strøm. Det er også krav til at småhus skal bygges med pipe, men det er noen unntak og det er dersom bygget er utstyrt med vannbåren varme eller energibehovet til oppvarming ikke overstiger energibehovet til passivhus etter NS3700. (Direktoratet for byggkvalitet, energikravene, 2018)

2.4 Konstruksjonsteknikk

Dette kapittelet handler om fagstoff som knyttes til læren om konstruksjonsteknikk. Det gis innføring i elementære kunnskaper om lastvirkning, forskjellige laster, dimensjonering og beskrivelse av forskjellige bygningskonstruksjoner.

Konstruksjonsteknikken er en del av flere viktige deler. Disse delene foregår i planlegging, prosjekteringen, byggingen, forvaltningen og driften av konstruksjonen og infrastrukturen til konstruksjonen. Oppgaven til konstruktøren er primært å analysere og vurdere dimensjoneringen av lastbærende deler av et bygg eller anlegg. Det er i prosjekteringsfasen man definerer hvilke funksjoner et bygg skal ha. Dette bygget kan være en bro, en flyplass, kjøpesenter, boligblokk også videre. Når man har bestemt funksjonene til bygget vil konstruktøren beregne og analysere de dimensjonerende lastene bygget utsettes for. Enten det er trykk fra for eksempel kjøretøy, vind som treffer bygget eller snølast fra snø som legger seg på bygget. (Per Kr. Larsen, 2014)

2.4.1 Konstruksjonssikkerhet

Sikkerhet er ord som det finnes mange forskjellige definisjoner på. I denne sammenhengen legges det vekt på at sikkerhet sier noe om risikoen for at skade på person knyttet til uhell og ulykker holdes lav. Med bedre sikkerhet vil sannsynligheten for uhell og ulykke være mindre, og motsatt. Samfunnet legger til grunn at bygningskonstruksjoner er sikre. Så sikre at man ikke skal forvente et sammenbrudd av en konstruksjon. (Per Kr. Larsen, 2014)

Et annet ord for sikkerhet er pålitelighet. Eurokodenes krav til dimensjonering kalles **grensetilstandskoder** (limit state codes). Kravene til påliteligheten fra eurokoden sier at for å tilfredsstille kriteriene i eurokodene så må ikke konstruksjonen overskride en definert tilstand.

Det er to forskjellige tilstander.

1. bruddgrensetilstanden (ULS, ultimate limit state)
2. Bruksgrensetilstanden (SLS, serviceability limit state)

Bruddgrensetilstanden er definert som sammenbrudd og andre liknende typer svikt i konstruksjonen. Det for eksempel være tap av likevekt, brudd etter forskyvninger eller utmatting, brudd i enkeltverrsnitt eller instabilitet. Det er videre i ulykkesgrensetilstanden et tilfelle som er spesielt av

bruddgrensetilstanden. Dette er tilfeller som anses for å ha veldig lav sannsynlighet for å inntreffe som for eksempel brann, jord-/snøskred, eksplosjoner) (Bell, 2017)

Brukgrensetilstanden er konstruksjonens funksjonsdyktighet og sier primært noe om deformasjoner og vibrasjoner. (Bell, 2017)

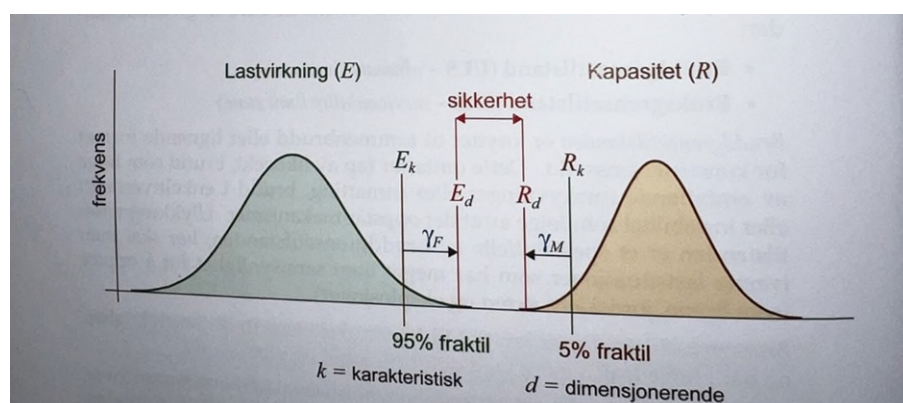
Sikkerhetskonseptet som eurokodene baseres på er semi-probabilistisk der hvor lastvirkningen (E) er mindre, eller lik motstanden eller kapasiteten (R). Dette gir følgende ligning: (Bell, 2017)

$$E \leq R$$

Formel 1, lastvining og kapasitet

Selve bæreevnen til konstruksjonen gjøres ved å dimensjonere i bruddgrensetilstanden, mens funksjonaliteten beregnes i kontrollen for bruksgrensetilstanden. Dimensjoneringen i bruddgrensetilstanden gjøres med laster som er så store at sannsynligheten er lav for at de vil inntreffe i løpet av byggets levetid. Imidlertid dimensjoneres lastene i bruksgrensetilstanden med at de opptrer oftere, men at lastene også er langt mindre.

To viktige koeffisienter nevnes i eurokodene. Disse er partialkoeffisientene γ_m (materialfaktoren) og γ_f (lastfaktoren). Disse to faktorene er tatt inn fordi å ta hensyn til at det er 5% sannsynlighet for at R (motstand eller kapasitet) understrides eller E (lastvirkning) overstrides. Ved beregninger så ser man på de karakteristiske verdiene for E og R. Sikkerheten i eurokoden ligger imellom lastvirkningen (E) og kapasiteten (R). Fremstillingen nedenfor forklarer hvordan:



Figur 2, sikkerhetsfaktor i beregninger (Fagbokforlaget, 2017)

For å dimensjonere slik at sikkerheten er i varetatt er tabell NA.01(901) i 1990:2002+A1:2005+AC+NA:2016 viktig å bruke. Denne tabellen gir pålitelighetsklasse for de

forskjellige konstruksjonene hvor det gis hvilket nivå av sikkerheten som ønskes. Det kan være store konsekvenser for underdimensjonering, og pålitelighetsklassen setter krav til kontroller i og av prosjekteringen, krav til kontroller under bygging og bruk, og gir en differensiering av lastfaktorer og materialfaktorer. For konstruksjoner i klasse 1 vil man kunne multiplisere lastfaktoren for de variable lastene med 0.9 (k_{Fi}). (NTNU, 2020)

Tabell NA.A1(901) – Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler

Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler	Pålitelighetsklasse ²⁾ (CC/RC)			
	1	2	3	4
Atomreaktorer, lager for radioaktivt avfall				x
Dammer			x	(x)
Marine konstruksjoner for petroleumsindustrien			x	(x)
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg i kompliserte tilfeller ¹⁾		(x)	x	(x)
Veg- og jernbanebruer			x	
Byggverk med store ansamlinger av mennesker (tribuner, kinosaler, sportshaller, kjøpesentre, forsamlingslokaler, osv.)		(x)	x	
Kai- og havneanlegg		x	(x)	
Tårn, master, skorsteiner, siloer		x	(x)	
Industrianlegg		x	(x)	
Kontor- og forretningsbygg, skoler, institusjonsbygg, boligbygg osv.		x	(x)	
Oppdrettsanlegg		x	(x)	
Landbruksbygg	(x)	x		
Feste av kledninger, takteking og lignende komponenter	x	(x)		
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg ved enkle og oversiktlige grunnforhold ¹⁾	x	(x)		
Småhus, rekkehus, mindre lagerhus osv.	x			
Kaier og fortøyningsanlegg for sport og fritid	x			

¹⁾ Ved vurdering av pålitelighetsklasse for grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg skal det også tas hensyn til omkringliggende områder og byggverk.
²⁾ Kryss uten parentes angir normalt valg av pålitelighetsklasse.

Tabell 1, 1990:2002+A1:2005+AC+NA:2016

Brannmotstand:

Brannmotstanden til en bygningsdel gir uttrykk for hvor lang tid bygningsdelen kan opprettholde sine vesentlige ytelser som bæreevne, integritet (tetthet) og isolasjonsevne mv., når den prøves i en ovn hvor temperaturen styres i henhold til standard tid-temperaturkurve.

Tiden angis i minutter og disse er 15, 20, 30, 45, 60, 90, 120, 180 og 240. Alle verdiene blir ikke benyttet innenfor klassifiseringen av de ulike bygningsdeler. Brannmotstanden kan da uttrykkes ved de ulike ytelsene (forkortet med bokstavbetegnelse) og angitt tid, som for eksempel EI 60.

Branncellebegrensende vegg eller etasjeskiller må oppfylle gitte kriterier knyttet til både integritet, betegnet E, og isolasjon, betegnet I. For brannskillende bygningsdel er integritet (E) definert som bygningsdelens evne til å motstå brannpåkjenningen på én av sidene, uten at brannen smitter igjennom som følge av gjennomtrengning av flammer eller varme gasser. Isolasjon (I) er definert som evnen til å motstå brannpåkjenning på én av sidene, uten at brannen overføres til baksiden som følge av betydelig varmegjennomgang (varmeledning).

Varmeledningen må være så begrenset at verken overflaten på baksiden eller andre materialer i nærheten av denne blir antent. Søylar og bjelker. Dette er bygningsdeler som vanligvis bare har lastbærende evne, betegnet R. Lastbærende evne (R) er definert som en bygningsdels evne til å motstå brannpåkjenningen på én eller flere sider i den aktuelle tidsperioden, uten at den mister nødvendig bæreevne og stabilitet, når den samtidig er påført en mekanisk last. Brannvegg og seksjoneringsvegg må i tillegg til å oppfylle kriteriene til bærende og skillende bygningsdeler, også kunne motstå en normert mekanisk belastning. Dette skal ivareta at brann- eller seksjoneringsveggen kan bli truffet av bygningsdeler som bryter sammen og faller ned. Mekanisk motstand, betegnet M, er evnen til å motstå dette. Dersom ikke kriteriene i den europeiske standarden legges til grunn for klassen M, må bygningsdeler som er benevnt M oppføres i mur eller betong.

Søylar og bjelker, som vanligvis bare har lastbærende evne, betegnes med R. Lastbærende evne er definert som en bygningsdels evne til å motstå brannpåkjenning på én eller flere sider i den aktuelle tidsperioden, uten at den mister nødvendig bæreevne og stabilitet, når den samtidig er påført en mekanisk last. (Direktoratet for byggkvalitet, 2023)

2.4.2 Lasttyper

Hvilke laster en konstruksjon settes for et helt avhengig av funksjonen til konstruksjonen. Som eksempel har en bro kun en funksjon. En bro har kun en funksjon som er å bære veikonstruksjonen. Denne konstruksjonen skal stå statisk og være sikker for mennesker som skal kjøre over broen. Andre konstruksjoner har flere formål, hvor lastbæring er en av flere formål. Et essensielt element med slike konstruksjoner er at konstruksjonen også skal bære andre laster. Slike laster er kalt egenlast, nyttelaster og naturlaster. Dette omtales i kapittel 2.4.3 og 2.4.4

Eurokodene har karakteristiske verdier for de forskjellige lasttypene.

NS-EN 1991 består av flere deler som beskriver forskjellige lasttyper som en konstruksjon må tåle. Disse delene inkluderer:

1-1: Egenvekt og nyttelaster som inkluderer belastning fra mennesker, møbler, utstyr, og annet innhold i bygningen.

1-2: Laster ved brann, som gir krav til konstruksjoners brannmotstandsevne.

1-3: Snølast som gir krav til hvor mye snø en konstruksjon må tåle, og inkluderer belastning fra fokksnø og is.

1-4: Vindlast, som gir krav til hvor mye vind en konstruksjon må tåle, og inkluderer trykk, sug og sidekrefter.

1-5: Termiske påvirkninger, som inkluderer krav til utvidelse og sammentrekning av konstruksjonen ved temperaturforandringer.

1-6: Laster under utførelse, som inkluderer krav til midlertidige støttestrukturer og belastninger under byggeprosessen.

1-7: Ulykkeslast, som gir krav til konstruksjonens evne til å tåle uforutsette påkjenninger, for eksempel sammenstøt fra kjøretøy.

I tillegg til disse delene, er det også del 2 som gir krav til trafikklast på broer, del 3 som gir krav til laster fra kraner og maskineri, og del 4 som gir krav til siloer og beholdere. Alt dette er viktige krav som må følges for å sikre en trygg og holdbar konstruksjon. (Standard Norge, 2023) (Per Kr. Larsen, 2014)

Laster kan være direkte og indirekte. Direkte laster er en kraft (F) påført konstruksjonen. Indirekte laster skyldes en påført eller fastholdt tøyning. Slike indirekte laster kommer fra variasjoner i fukt, forskjellige temperaturer, ujevn grunn eller påførte akselerasjoner. For å skille mellom lastene deles de opp i tider hvor permanente laster (G) er langvarige, variable laster (Q) er laster som kan ha en varighet og ulykkespåvirkninger (A) som inntreffer svært sjeldent.

Permanente laster er konstruksjonens egenvekt med faste installasjoner. Variable laster er vindlaster, snølaster, nyttelaster hvor både påkjenningen og tiden konstruksjonen er påkjent av disse midlertidige lastene er forskjellige. Ulykkespåvirkninger er brann, jord- og snøskred, steinsprang, jordskjelv, kollisjoner også videre. (Per Kr. Larsen, 2014)

2.4.3 Egenlast og nyttelast

Egenlasten består primært av konstruksjonens egenvekt. Det vil si summen av alle bygningsmaterialer og produkter som utgjør konstruksjonen. *Eurokode del 1-1* gir en tyngdetettheten til de fleste byggematerialer opp gitt i $\frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$. Egenlasten er altså den totale vekten av den totale konstruksjonen. I tillegg til bærende komponenter er det ikke-bærende komponenter og tyngden av jord og ballast. Eksempler på ikke-bærende komponenter er taktekingstyper, kledning, fasadeplater, skillevegg, utforinger, isolasjon, nedhengt himling, trapper og heiser, elektrisk utstyr, varmeovn, kabelgater og kabelrør, rør uten innhold og VVS-utstyr. (Per Kr. Larsen, 2014) og (Standard Norge, 2019).

Nyttelast består av variable laster som oppstår når konstruksjonen brukes. For å klassifisere mellom de forskjellige nyttelastene deles de inn på følgende måte:

- Personers normale bruk
- Møbler og løse gjenstander
- Kjøretøyer
- Situasjoner som antas å ikke inntreffe så ofte som for eksempel høy konsentrasjon av mennesker eller tunge møbler på et gitt sted, flytting og stabling av gjenstander på et avgrenset sted i forbindelse med omorganisering, flytting eller oppussing.

Nyttelasten oppgis med to verdier. Den ene er en jevnt fordelt last q_k og en punktlast Q_k . NS-EN 1991 del 1-1 deler opp et bygg i følgende kategorier på bakgrunn av den spesifikke bruken.

Tabell 6.1 – Brukskategorier

Kategori	Spesifikk bruk	Eksempel
A	Arealer for inneaktiviteter og hjemmeaktiviteter	Rom i boligbygg og hus; sengerom og behandlingsrom i sykehus; soverom i hoteller og gjestgiverier; kjøkken og toaletter.
B	Kontorarealer	
C	Arealer der personer kan samles (med unntak av arealer som er definert i kategori A, B og D ¹⁾)	<p>C1: Arealer med bord osv., f.eks. i skoler, kafeer, restauranter, spisesaler, leserom, resepsjoner osv.</p> <p>C2: Arealer med faste seter, f.eks. arealer i kirker, teatre eller kinosaler, konferanserom, forelesningssaler, forsamlingsaler, venterom medregnet forhall på jernbanestasjoner osv.</p> <p>C3: Arealer uten hindringer for personer i bevegelse, f.eks. arealer i museer, utstillingsrom osv., og ankomstråder i offentlige bygg og administrasjonsbygg, hoteller, sykehus, jernbanestasjonshaller.</p> <p>C4: Arealer med mulighet for fysiske aktiviteter, f.eks. dansesaler, gymnastikkrom, scener osv.</p> <p>C5: Arealer som lett overfylles, f.eks. i bygg for offentlig bruk, som konsertsaler, idrettshaller medregnet tribuner og atkomstområder og jernbaneperronger.</p>
D	Forretningsarealer	<p>D1: Arealer i vanlig detaljhandel.</p> <p>D2: Arealer i varehus.</p>
¹⁾ Det gjøres oppmerksom på 6.3.1.1(2), særlig for C4 og C5. Se NS-EN 1990 når det må tas hensyn til dynamiske effekter. For kategori E, se tabell 6.3.		
MERKNAD 1 Oppdragsgiver og/eller det nasjonale tillegget kan fastsette at arealer som normalt kan settes i kategori C2, C3, C4, avhengig av bruk, kan settes i kategori C5.		
MERKNAD 2 Underkategorier til A, B, C1 til C5, D1 og D2 kan gis i det nasjonale tillegget.		
MERKNAD 3 Se 6.3.2 for lagrings- eller industrivirksomhet.		

Tabell 2, tabell 6.1 fra NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019

Ved fastsettelse av disse karakteristiske lastene for q_k og en punktlast Q_k skal det tas utgangspunkt i følgende tabell:

Kategorier for belastede områder	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Kategori A		
– Gulv	1,5 til <u>2,0</u>	<u>2,0</u> til 3,0
– Trapper	<u>2,0</u> til 4,0	<u>2,0</u> til 4,0
– Balkonger	<u>2,5</u> til 4,0	<u>2,0</u> til 3,0
Kategori B	2,0 til <u>3,0</u>	1,5 til <u>4,5</u>
Kategori C		
– C1	2,0 til <u>3,0</u>	3,0 til <u>4,0</u>
– C2	3,0 til <u>4,0</u>	2,5 til 7,0 (<u>4,0</u>)
– C3	3,0 til <u>5,0</u>	<u>4,0</u> til 7,0
– C4	4,5 til <u>5,0</u>	3,5 til <u>7,0</u>
– C5	<u>5,0</u> til 7,5	3,5 til <u>4,5</u>
Kategori D		
– D1	<u>4,0</u> til 5,0	3,5 til 7,0 (<u>4,0</u>)
– D2	4,0 til <u>5,0</u>	3,5 til <u>7,0</u>

Tabell 3, tabell 6.2 fra NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019

Lastene for q_k og en punktlast Q_k oppgis i et intervall. Den endelige verdien fastsettes også på bakgrunn av nasjonale tillegg. (Standard Norge, 2019)

Vertikale konstruksjonsdeler (søyler, vegger) i konstruksjoner med flere enn to etasjer, kan nyttelastene justeres med en reduksjonsfaktor α_n , gitt ved

$$\alpha_n = \frac{2 + (n - 2) \cdot \psi_0}{n}$$

Formel 2, reduksjonsfaktoren

Der n er antallet etasjer ($n > 2$) over de belastede bærende delene fra samme kategori. ψ_0 følger av tillegg A1.1 i NS-EN 1990. Der er ψ -verdiene er viktige for å estimere reduksjonsfaktoren. Reduksjonsfaktoren er ment til å brukes fordi det er lav sannsynlighet for at alle etasjer i en konstruksjon med flere etasjer er belastet fullt ut med den karakteristiske nyttelasten. (Per Kr. Larsen, 2014)

2.4.4 Lastfaktorer og lastkombinering

Som nevnt i kapittel 2.4.1. skal man ved dimensjonering vise at lastvirkningen (E) er mindre, eller lik motstanden eller kapasiteten (R). Det skal også tas hensyn til intervallet lastene virker på konstruksjonen. Det kan være permanente laster, korttidslaster og øyeblikks laster også videre. Standarden NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 gir føringer for hvordan man skal påvise bruddgrensetilstander der hvor det er aktuelt. Standarden gir verdiene for de forskjellige verdiene til lastfaktorer og kombinasjonsfaktorer for ulike lasttyper og kombinasjonsfaktorer. (Per Kr. Larsen, 2014) (Standard Norge, 2016)

Det er primært tre tilfeller som vurderes der det er aktuelt i bruddgrensetilstanden:

EQU: tap av statisk likevekt for en konstruksjon eller enhver del av den, betraktet som et stivt legeme. Dette er med andre ord global likevekt av konstruksjonen. Dette påvises om konstruksjon eller deler av den kan velte som et stivt legeme. Eksempler på dette er støttemurer, hele kraner, bommer, også videre.

STR: brudd eller store deformasjoner i konstruksjonen eller konstruksjonsdelene medregnet fundamenter, der byggematerialenes fasthet er av betydning.

GEO: Brudd eller store deformasjoner i grunnen der fastheten i jord eller berg er av betydning for å sikre kapasiteten.

Standarden har alternativer til hvordan man kan beregne lastkombinasjonene for varige eller korte og forbigående dimensjonerende situasjoner. NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 beskriver følgende:

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_P P "+" \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right. \quad (6.10a)$$

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_P P "+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right. \quad (6.10b)$$

der:

"+" betyr "kombineres med";

Σ betyr "kombinert virkning av";

ξ er en reduksjonsfaktor for ugunstige permanente laster G.

Formel 3, formel 6.10 a) og b) fra NS-EN 1990:2002+A1+AC+NA

Grunnen til at (6.10a) og (6.10b) er med i figuren er fordi dette er helt elementære formler som benyttes i dimensjoneringen innen konstruksjonsteknikk. (Per Kr. Larsen, 2014).

For husbygg-konstruksjoner ser man ofte på kun en type egenlast G_k , og ingen forspente konstruksjoner ($\gamma_p \cdot P$), og disse formlene kan forenkles slik:

$$1.35 \cdot G_{k,j} + 1.5 \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} 1.5 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.10a)$$

$$1.2 \cdot G_{k,j} + 1.5 \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} 1.5 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.10b)$$

Formel 4, formel 6.10 a) og b) fra NS-EN 1990:2002+A1+AC+NA

Hvor $G_{k,j}$ - egenlast $Q_{k,1}$ - dominerende nyttelast $Q_{k,i}$ - Øvrige nyttelaster $\psi_{0,i}$ - Nyttelastfaktor, avhengig av lasttype og bygningstype, som er nevnt i tabell A1.1 i NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016. Man finner derfor den største verdien, som vil være den mest ugunstige å benytte som last i videre dimensjonering. I spørsmålet om hvilken likning som man skal bruke vil (6.10a) primært benyttes i konstruksjoner der hvor egenlasten, altså den permanente, har en betydelig størrelse i forhold til nyttelastene. (NTNU, 2020)

Tabellen under viser ψ_x -verdiene for bygninger.

Last	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Nyttelastkategorier i bygninger (NS-EN 1991-1-1)			
Kategori A: boliger	0,7	0,5	0,3
Kategori B: kontorer	0,7	0,5	0,3
Kategori C: forsamlingslokaler, møterom	0,7	0,7	0,6
Kategori D: butikker	0,7	0,7	0,6
Kategori E: lager	1,0	0,9	0,8
Kategori F: parkeringsarealer for små kjøretøy	0,7	0,7	0,6
Kategori G: parkeringsarealer for mellomstore kjøretøy	0,7	0,5	0,3
Kategori H: tak	0	0	0
Snølaster (NS-EN 1991-1-3)	0,7 ¹⁾	0,5 ¹⁾	0,2 ¹⁾
Vindlaster (NS-EN 1991-1-4)	0,6 ¹⁾	0,2 ¹⁾	0 ¹⁾
Temperatur (ikke brann) i bygninger (NS-EN 1991-1-3)	0,6 ¹⁾	0,5 ¹⁾	0 ¹⁾

¹⁾ Eventuell modifisering for ulike geografiske områder kan kreves av lokale myndigheter

Tabell 4, ψ_x -verdier for bygninger hentet fra i NA.A1.1 i NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016

Likning (6.10a) og (6.10b) kan på nytt skrives følgende for å finne dimensjonerende moment:

$$M_{ed} = \frac{1}{8} \cdot (1.35 \cdot g + 1.05 \cdot p) \cdot l^2 \quad (\psi_{0,i} = 0.7; 1.5 \cdot 0.7 = 1.05) - (6.10a)$$

Formel 5, Momentligning basert på 6.10 a) fra NS-EN 1990:2002+AI+AC+NA

$$M_{ed} = \frac{1}{8} \cdot (1.2 \cdot g + 1.5 \cdot p) \cdot l^2 - (6.10b)$$

Formel 6, Momentligning basert på 6.10 b) fra NS-EN 1990:2002+AI+AC+NA

Grunnen til at man finner dimensjonerende moment vil omtales litt senere i kapittelet om teori. Videre vil man også finne dominerende variabel last, $Q_{k,1}$ fordi denne sier hvilken last som har størst påvirkning i bruddgrensetilstanden. For å finne ut hvilken nyttelast som er dominerende ser man oftest på hvilken verdi de forskjellige nyttelastene som gir størst moment midt på en konstruksjonsdel. Da finner man den mest ugunstige situasjonen konstruksjonsdelen utsettes for. Deretter kan man bestemme hvilken verdi som skal innsettes som dominerende. (NTNU, 2020)

Bruddstyrke er et begrep som sier noe om motstanden til å motstå nyttelaster i tillegg til å holde sin egenvekt. I praktiske beregninger av konstruksjonens bruddstyrke skal lastvirkningen dimensjoneres i bruddgrensetilstanden. NS 3490 angir hvilke kombinasjoner av laster som skal analyseres. Normalt vil en av disse to formlene gi den mest ugunstige situasjonen: (SINTEF, 2003)

$$p_{\gamma} = 1,2 \cdot g + 1,5 \cdot k_L \cdot s + 1,05 \cdot w \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Formel 7, dimensjonerende lastvirkning fra byggforskserien alternativ 1

$$p_{\gamma} = 1,2 \cdot g + 1,05 \cdot s + 1,5 \cdot k_L \cdot w \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Formel 8, dimensjonerende lastvirkning fra byggforskserien alternativ 2

hvor:

- p_{γ} er total dimensjonerende lastvirkning i bruddgrensetilstanden (kN/m²).
- g er karakteristisk egenlast (kN/m²)
- s er karakteristisk snølast (kN/m²).
- w er karakteristisk vindlast (kN/m²).

- k_L er reduksjonsfaktor avhengig av pålitelighetsklasse.

Når man dimensjonerer så benyttes situasjonen med full last fra snø og vind samtidig. Da det er ulik varighet og det ikke er alltid at en av disse kombinasjonene av lastene er den mest ugunstige. Lastene fra snølasten i takutstikk kan for eksempel nulles ut av vindkrefter som vil løfte opp takutstikket. Dette omtales senere. (SINTEF, 2003)

I dimensjonering ved nedbøying skal man undersøke maksimal nedbøyning. Denne nedbøyningen skal være så eksakt som mulig for å kunne vurdere konstruksjonsdelen over tid. Trekonstruksjonen kan få endring i form som følger av krypeffekten over tid. Dette skal ivaretas gjennom deformasjonsfaktoren k_{cr} . Denne faktoren k_{cr} er oppgitt til å være 0,67 for konstruksjonsvirke, 0.8 for limtre og 1.0 for andre trebaserte produkter. (Standard Norge - Endringsblad A1, EK 5 Del 1-1, 2023).

Den totale deformasjonen er derfor summen av de separate estimerte deformasjonene. I tillegg er deformasjonen også avhengig av lastenes varighet og klimaklasse. (SINTEF, 2003)

Klimaklasser er viktig fordi de mekaniske egenskapene av tre avhenger av fuktighetsinnhold. Tabellen under viser de tre forskjellige klimaklassene og eksempler på hvilke steder, komponenter og deler av bygningen som utsettes for forskjellige verdier for fuktighet:

Klimaklasse	Relativ fuktighet RF	Fuktighetsinnhold i trevirke ved 20 grader	Eksempler
1	RF mindre enn 65%	ω mindre enn 12%	Bærende komponenter innendør som er oppvarmet, loftsbjelkelag, bærende takkonstruksjon i ventilert kaldloft, Stendere på varm side av dampsperran

2	RF lik eller større enn 65%, men mindre enn eller lik 85%	ω lik eller større enn 12%, men mindre enn eller lik 20%	Bærende komponenter i bygninger som vanligvis ikke er oppvarmet men ventilerte, kledning, taktro, konstruksjoner i friluft, når disse er tidvis beskyttet mot vann og regn
3	RF over 85%	ω større enn 20%	Konstruksjoner som ikke er beskyttet mot vann og regn. Gjerder, terrasser, konstruksjoner som er i kontakt med terreng, Merk, bare unntakstilfeller anses tildekte konstruksjoner å tilhøre klimaklasse 3

Tabell 5, definisjon av klimaklasser fra eurokode 5

Tabellen under gir en innføring i lastvarighetsklassene. Denne definisjonen gir grunnlaget for å varigheten for laster:

Lastvarighetsklasse	Størrelsesorden for samlet varighet av karakteristisk last	Eksempler på belastning
Permanent last	Mer enn 10 år	Egenvekt, jordtrykk, vanntrykk

Langtidslast	6 måneder opp til 10 år	Nyttelast i bygninger, lagring etc
Halvårslast	1 uke opp til 6 måneder	Nyttelast i bygninger, lagring, personlast, snølast, trafikklast
Korttidslast	Mindre enn 1 uke	Snølast, trafikklast, rystninger, støt,
Øyeblikkslast		Vindkast, vindlast, ulykkeslaster

Tabell 6, definisjon på lastvarighetsklasser

Verdiene for k_{mod} , som er fasthetsfaktor. Denne faktoren justerer for påkjenninger som kommer fra ulike lastvarighetsklasser.

Materiale	Klima-klasse	Lastvarighetsklasse				
		Permanent last	Langtids-last	Halvårs-last	Korttids-last	Øyeblikks-last
Konstruksjons-virke	1	0.6	0.7	0.8	0.9	1.1
	2	0.6	0.7	0.8	0.9	1.1
	3	0.5	0.55	0.65	0.7	0.9
Limtre	1	0.6	0.7	0.8	0.9	1.1
	2	0.6	0.7	0.8	0.9	1.1
	3	0.5	0.55	0.65	0.7	0.9

Tabell 7, oversikt over verdier for k_{mod}

Verdiene for k_{def} tar hensyn til kryp-effekten som oppstår når trevirket belastes over tid. Det kan oppstå irreversible krypdeformasjoner som kan svekke egenskapene til trevirket.

Materiale	Klima-klasse	k_{def}
Konstruksjons-virke	1	0.6
	2	0.8
	3	2.0
Limtre	1	0.6
	2	0.8
	3	2.0

Tabell 8, oversikt over verdier for k_{def}

Nedbøyning:

NA.A1.4.2 stiller krav til nedbøyning. De tilfellene hvor nedbøyningsskravet er satt, skal det fastsettes i hvert enkelt prosjekt. Dette er for eksempel spesielt viktige over vinduer, dører, og andre deler hvor det kan være kritisk at bjelker ikke bøyer seg. (Standard Norge, 2016)

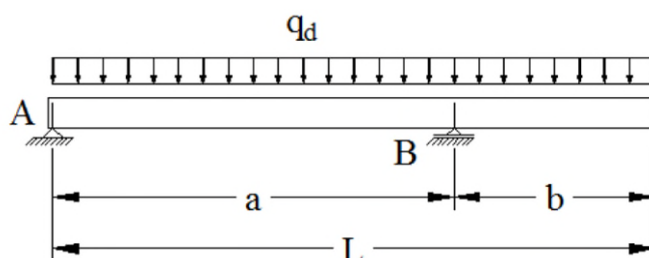
Konsekvenser	Lastsituasjon som brukes	Anbefalte største tillatte nedbøyningverdier
Konstruksjon der nedbøyning fører til skader	<i>karakteristisk</i>	fastsettes i det enkelte prosjektet
Konstruksjoner der det på grunn av bruk eller utstyr stilles krav	<i>ofte forekommende</i>	fastsettes i det enkelte prosjektet
Konstruksjoner med alminnelige brukskrav eller estetiske krav	<i>tilnærmet permanent</i>	$L/200 - L/250$

Tabell 9, nedbøyningsskrav i henhold til eurokode 0

Faktorer for stålkonstruksjoner

Stål dimensjoneres i tråd med standarden NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015

Generelt i beregningen av stål er det viktig å vite grunnlaget for en kontroll for å finne faktorene. Da trenger man en statisk bestemt bjelke på en tenk konstruksjon. Nedenfor viser et eksempel på hvordan et utgangspunkt kan se ut i dimensjonering. Denne figuren viser at bjelken er utkraget på høyde side som typisk kan være på en boligblokk med en balkong. Profil, tykkelser, lengder og materialkvaliteter avgjøres for hvert enkelt prosjekt. (Standard Norge - EK 3, Del 1-1, 2023)



Figur 3, IPE-bjelke med understøttet over A og B

Se kapittel 2.6.2 for mer teori om stålkonstruksjoner

2.4.1 Snølast

En konstruksjon skal (etter lovverket?) være dimensjonert slik at den ikke skal kollapse. Tak er spesielt utsatt for snølast, men man kan også ha balkonger, terrasser og andre utstikkende deler hvor snø kan samle seg. Derfor må man ved oppføring av en konstruksjon ta hensyn til snølasten som konstruksjonen kan bli utsatt for. NS-EN 1991 del 1-3 angir karakteristiske verdier på mark på for alle landets kommuner. Denne verdien er gitt på bakgrunn av en 50 årsperiode. Statistisk sett vil den faktiske verdien gå over den karakteristiske verdien i løpet av en 50 års periode. For forvaltningen av bygget vil det si at man ikke behøver å fjerne snø fra taket på konstruksjonen. Snølasten vil variere lokalt selv om standarden oppgir karakteristiske verdier. (SINTEF, 2003) (Knut Ivar Edvardsen og Trond Ø. Ramstad, 2014)

Når snøen legger seg på en konstruksjon, vil den legge seg på mange forskjellige former og måter. I NS-EN 1991-1-3:2003+A1:2015+NA:2018 er det gitt faktorer som kan bidra til de forskjellige formene og måtene snøen kan legge seg. De forskjellige formene kan komme av:

- Type takform
- Takets termiske egenskaper
- Takets overflateruhet
- Varmemengden som skapes under taket
- Nærheten til tilgrensende bygninger
- Omgivende terreng
- Lokalt meteorologisk klima (Bergen), særlig vindforhold, temperaturvariasjoner og sannsynligheten for nedbør (enten som regn eller snø).

I dimensjonering skal det derfor tas hensyn til om man må ta hensyn til om taket utsettes for en snødriver, eller ikke. Snøen kan legge seg jevnt, men senere bli flyttet på enten ved vind, eller som følger av noe annet enn værpåvirkning. (Standard Norge, 2018)

Snølast skal bestemmes på følgende måte:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

Formel 9, for snølast iht. 5.1 fra NS-EN 1991-1-3:2003+A1:2015+NA:2018

Der hvor:

μ_i = formfaktor for tak

C_e = eksponeringskoeffisient.

C_t = termisk koeffisient.

s_k = karakteristisk snølast på mark

Eksponeringskoeffisienten

Eksponeringskoeffisienten C_e bestemmes av topografien. Tabell 5.1 i NS-EN 1991-1-3:2003+A1:2015/NA:2018 viser de anbefalte verdier av C_e for forskjellige topografier.

Topografi	C_e
Vindutsatt ^a	0,8
Normal ^b	1,0
Skjermet ^c	1,2

^a *Vindutsatt topografi*: flate områder uten hindringer, som gir eksponering på alle sider, helt uten eller med liten terrengbeskyttelse, høyere byggverk eller trær.

^b *Normal topografi*: områder der vinden ikke i vesentlig grad fjerner snø fra byggverk som følge av terreng, andre byggverk eller trær.

^c *Skjermet topografi*: områder der det aktuelle byggverket er vesentlig lavere enn terrenget omkring, eller er omgitt av høye trær og/eller av høyere byggverk.

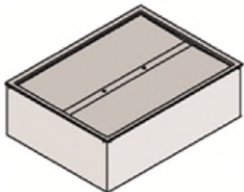
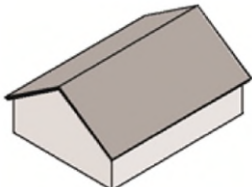
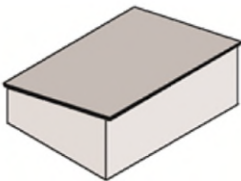
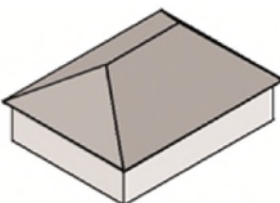
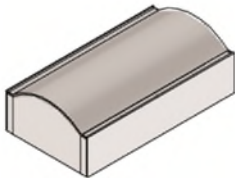
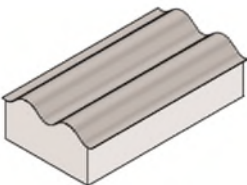
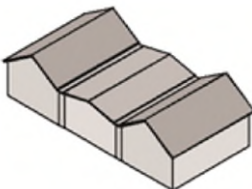
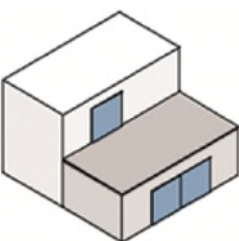
Tabell 10, verdier for eksponeringskoeffisienten C_e fra NS-EN 1991-1-3:2003+A1:2015+NA:2018

Termisk koeffisient

Den termiske koeffisienten C_t kan settes til 1.0. Denne kan justeres dersom varmegjennomgangskoeffisienten er mindre enn $1.0 \frac{W}{m^2 \cdot K}$. Et eksempel på når man kan justere denne er for eksempel om taket består av store glassflater som en annen isoleringsevne enn et tradisjonelt tak fordi snømengden smelter gradvis. (Standard Norge, 2018)

Formfaktor for tak

Takformer:

Kompakte tak	Saltak	Pulttak	Valmtak
			
Buet tak	Foldetak	Sammensatte tak	Terrassetak
			

Figur 4, byggforskserien, 525.002, punkt 13

Formfaktoren angir en verdi for snølasttilfeller og for vindpåvirkede snølasttilfeller. Faktoren tar ikke hensyn til eksepsjonelle snødrivere. Eksepsjonelle snødrivere er tilfeller hvor vinden kan blåse snøen slik at snølasten blir skjev fordelt på taket. På et saltak kan man ikke forvente at snøen vil ligge jevnt fordelt på begge sidene av taket. Vær og vind vil kunne flytte snøen fra den ene siden slik at det blir en lavere snølast, over til den andre siden som vi får en ekstra påkjenning. (NTNU, 2020) (Standard Norge, 2018)

Tabell 5.2 Formfaktorer for snølast i NS-EN 1991-1-3:2003+A1:2015/NA:2018 oppgir følgende formfaktorer. For pulttak vil formfaktoren være bestemt av tabell 5.2. Det er en rekke andre spesialtilfeller som må vurderes i dimensjoneringen på pulttak, saltak, sagtak og tak som ligger inntil eller veldig nærme høyere konstruksjoner hvor snø kan falle ned på nedenforliggende konstruksjon.

Takvinkel α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1(\alpha)$	$\mu_1(0^\circ) \geq 0,8$	$\mu_1(0^\circ) \frac{(60^\circ - \alpha)}{30^\circ}$	0,0
$\mu_2(\alpha)$	0,8	$0,8 \frac{(60^\circ - \alpha)}{30^\circ}$	0,0
$\mu_3(\alpha)$	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	--

Tabell 11, Tabell 5.2 Formfaktorer for snølast i NS-EN 1991-1-3:2003+A1:2015+NA:2018

Karakteristisk snølast på mark

Denne verdien er oppgitt som $s_{k,0}$ i tabell NA.4.1(901) – Karakteristisk snølast på mark for kommuner og Svalbard i NS-EN 1991-1-3:2003+A1:2015/NA:2018 Nasjonalt tillegg NA. For Trondheim er den karakteristiske snølasten $s_{k,0}$ oppgitt til å være $3.5 \frac{kN}{m^2}$

Høydetillegg

Ved beregning av s_k er det viktig å ta hensyn til høydetillegget dersom høyden på bygget ligger over høydegrensen H_g i tabell NA.4.1(901) – Karakteristisk snølast på mark for kommuner og Svalbard i NS-EN 1991-1-3:2003+A1:2015/NA:2018. Dersom høyden over havet H er større enn H_g , så gjelder følgende:

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

Formel 10, snølast inkludert høydetillegg

$$n = \frac{H - H_g}{100}$$

Formel 11, utregning av høyde tillegg H_g

Der hvor H er representerer høyden til konstruksjonen over havnivå (moh). (NTNU, 2020) (Standard Norge, 2018)

2.4.2 Vindlast

Vindlaster kommer fra når vinden blåser på en flate på en konstruksjon. Påvirkningene fra vinden varierer med tiden og virker som trykkrefter på overflatene utvendig. Samtidig kan vind også påvirke de innvendige overflatene. Dette er fordi konstruksjonene trenger ikke å være helt tette, også kan det være indre overflater i åpne konstruksjoner. Et viktig aspekt er at vind virker stedvis på overflaten, og kreftene står normalt på overflaten av konstruksjonen, eller på de enkelte komponentene av konstruksjonen. (Standard Norge - Vindlaster, 2009)

I en dimensjonering av vindlast på konstruksjoner må det skilles mellom krefter som virker på de forskjellige overflatene som for eksempel ytterveggen eller taket, og resultatene av vindlasten på alle overflaten på konstruksjonen. Vindens lastvirkning bestemmes derfor på alle de forskjellige overflatene til konstruksjonen. Alle sidene av konstruksjonen vil ha forskjellige verdier. Øvrige komponenter for veggen vil dimensjoneres på vanlig måte. Det betyr at overflatens areal må vurderes da hele overflaten er eksponert for vind. (Per Kr. Larsen, 2014)

Vindstyrken defineres etter Beauforts skala fra verdien 0 (vindstille) opp til 12 (orkan).

Vindmålinger gjennomføres hyppig av Det norske metrologisk institutt på forskjellige målestasjoner. Når disse målingene utføres gjøres dette på standardiserte metoder hvor målingene tas ved ti meters høyde over bakken, og omfatter gjennomsnittsverdien av hastigheten på vinden og retningen på vinden. Måleperiodene er over 10 minutter.

I dimensjonering av vindlaster må det tas hensyn til regionale og lokale faktorer som områdets topografi, viskositeten på luften og friksjonskreftene mellom luften og terrengets overflate.

Terrengets overflate kalles for terrengruhet. (Per Kr. Larsen, 2014). Standarden NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 har definert terrengkategoriene i tabell 4.1. Ruhetsfaktoren $c_r(z)$:

Tabell 4.1 – Terrengkategorier og terrengparametere

Terrengkategori		z_0 m	z_{min} m
0	Kyststrøk som er eksponert for åpent hav	0,003	1
I	Innsjøer eller flatt og horisontalt område med lite vegetasjon og uten hindringer	0,01	1
II	Område med lav vegetasjon som gress og spredte hindringer (trær, bygninger) med avstand minst 20 ganger deres høyde	0,05	2
III	Område med vegetasjon eller bygninger eller med spredte hindringer med avstand minst 20 ganger deres høyde (landsbyer, forstadsterreng, permanent skog)	0,3	5
IV	Område der minst 15 % av overflaten er dekket av bygninger, og deres gjennomsnittlige høyde overskrider 15 m	1,0	10
MERKNAD Terrengkategoriene er illustrert i A.1.			

Tabell 12, terrengkategorier og terrengparametere fra NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009

Formen på terrenget spiller også en rolle. Steder hvor terrengformen kan øke vindhastigheten med mer enn 5%, bør man ta hensyn til dette i dimensjoneringen. Normalt settes denne verdien til 1.0. Ved voller eller fjell kan denne justeres etter punkt 4.3.3 i NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009. Det er også viktig å ta hensyn til at dersom det er store bygg rundt konstruksjonen kan konstruksjonen påvirkes for økte vindhastigheter. I strøk med høy tetthet av bygninger og eller hindringer kan påvirkningen også tas hensyn til. (Per Kr. Larsen, 2014) (Standard Norge - Vindlaster, 2009)

Basisvindhastigheten v_b

Basisvindhastigheten bestemmes på bakgrunn av vindretningsfaktoren, årstidsfaktoren, nivåfaktoren, returperioden og referansevindhastigheten.

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

Formel 12, utregning av basisvindhastighet

Referansevindhastigheten $v_{b,0}$ er stedsspesifikk verdi angitt for hver enkelt kommune i Norge, og gir den statistiske referanseverdien for vindhastigheten. For Trondheim er $v_{b,0} = 26 \frac{m}{s}$ (Standard Norge - Vindlaster, 2009)

Vindkasthastighetstrykket – forenklet utgave

Vindkasthastighetstrykket $q_p(z)$ bestemmes ved høyde z over terrenget. Det forskjellige vindkasthastighetstrykk avhengig hvor man setter høyden z . Lavt ved bakkenivå har man normalt lavere trykk enn høyere opp på konstruksjonen.

Beregning av vindtrykk q_p bestemmes på ved å bruke formel:

$$q(z)_p = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot c_{dir}^2 \cdot c_{alt}^2 \cdot c_{season}^2 \cdot c_{prob}^2 \cdot q_{p0}(z)$$

Formel 13, likning for vindtrykket q_p basert på forskjellige faktorer

Der hvor:

k_1 = faktor ≥ 1.0 som hensyntar akselerasjon fra vind over åser og skråninger

k_1 : er en faktor større eller lik 1.0 som tar hensyntar akselerasjon fra vin over åser og skråninger.

Tabeller i V.4, i i NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009

k_2 : er en faktor større eller lik 1.0 som tar hensyntar vindkastøkning på leside av spesielt bratt terreng. Tabeller i V.5, i NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009

k_3 : Faktoren som ihensyntar omkringliggende områders ruhet enn byggestedet for konstruksjonen i retning mot vinden. Tabeller i V.6, i NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009

c_{dir} : Retningsfaktoren som kan settes lik 1.0 for alle retninger vinden treffer konstruksjonen. Det kan være tilfeller hvor det er lavere verdier, disse nevnes i NA.4.2(2)P(901.2) i NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009.

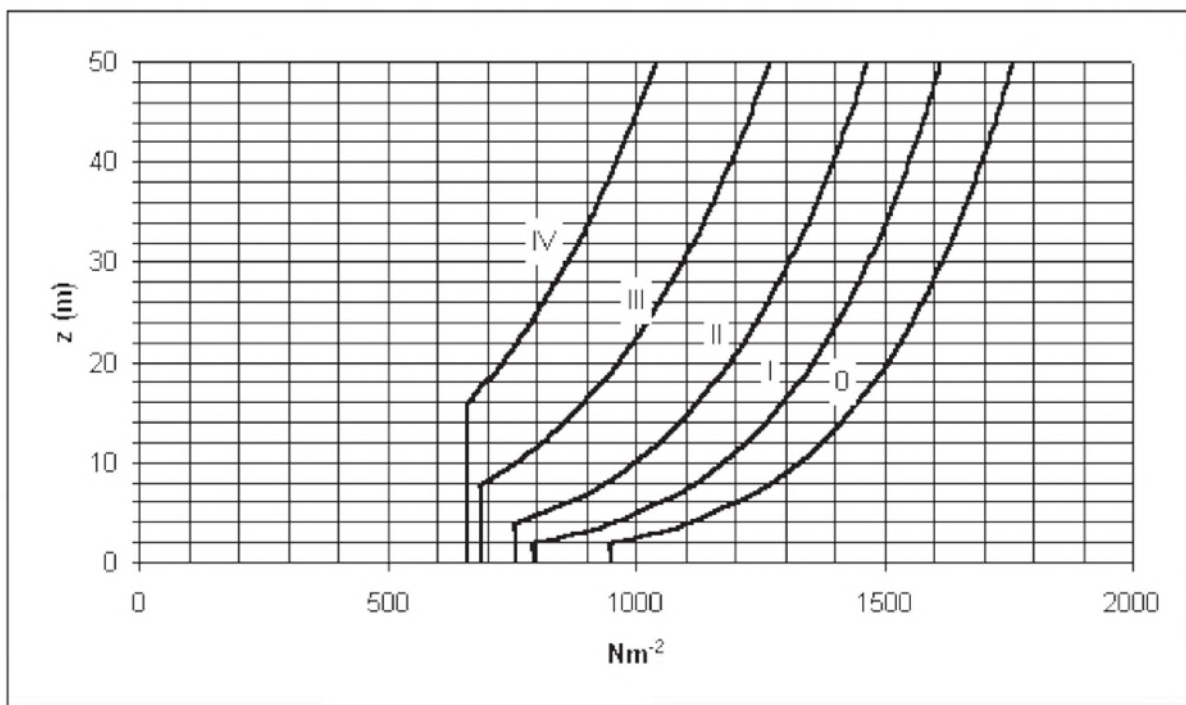
c_{alt} : nivåfaktoren som kan settes lik 1.0, dersom ikke andre verdier er angitt i punkt NA.4.2(2)P(901.1) i NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009.

c_{season} : Faktoren er mindre eller lik 1.0, men for vanlige konstruksjoner settes lik 1.0 nivåfaktoren som kan settes lik 1.0. Ved andre verdier, se NA.4.2(2)P(901.3) i NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009.

c_{prob} : Faktoren kan settes, for vanlige konstruksjoner, lik 1.0. Ved andre verdier, se NA.4.2(2)P i NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009.

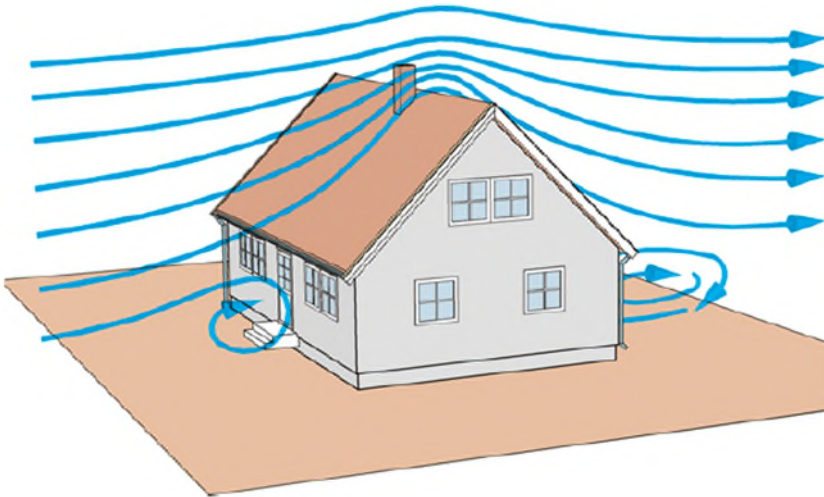
$q_{p0}(z)$: Grunnverdien for hastighetstrykket fra vindkast. Premisset er at alle koeffisienter i ligning NA.4.1 i NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 kan settes lik 1.0, $c_i = 1.0$, og $k_i = 1.0$ gitt at til NA.4.3.3 og NA.4.3.2(2) i NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 og de ikke er av en vesentlig betydning.

Vindlaster kan bestemmes også via veiledningen til forenklet beregning av vindkasthastighetstrykket i NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009. Det er viktig å presisere at denne veiledningen ikke er en del av NA til i NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 men skal fungere som et effektivt hjelpemiddel for å bestemme vindkasthastighetstrykket på byggestedet. Som vist på figuren nedenfor, om man kjenner ruheten kan hastighetstrykket bestemmes når man kjenner høyden z over terrenget, terrengruhetskategorien 0,I,II,III eller IV vindkast for steder der hvor referansevindhastigheten er $26 \frac{m}{s}$. (Standard Norge - Vindlaster, 2009)



Figur 5, viser grunnverdi for vindhastighetsstrykk fra vindkast $q_{p0}(z)$ for $v_{b,0} = 26 \frac{m}{s}$

Formfaktor



Figur 6 vindlaster på en konstruksjon. (SINTEF - 2003)

Dette avsnittet handler om hvordan vindhastigheten og vindtrykket varierer avhengig av utformingen av bygninger. Vindhastigheten kan påvirkes av bygningens tetthet, og vindtrykket kan være enten positivt eller negativt, avhengig av retningen det peker i forhold til flaten.

For å vurdere effekten av bygningens utforming på vindhastigheten bruker man noe som kalles formfaktorer. Disse faktorene hjelper til med å beregne det totale vindtrykket på taket eller elementet ved å legge sammen utvendige og innvendige formfaktorer. Dette gir et resulterende trykk som kan forårsake deformasjon av tak- eller veggflaten.

Formfaktorene kan variere avhengig av størrelsen på det belastede arealet, og man bruker ulike faktorer for forskjellige størrelser. For eksempel bruker man $c_{pe} = 10$ for arealer større enn eller lik 10 kvadratmeter, og $c_{pe} = 1$, for arealer mindre enn eller lik 1 kvadratmeter. For arealer mellom 1 og 10 kvadratmeter bruker man følgende formel; (Standard Norge - Vindlaster, 2009)

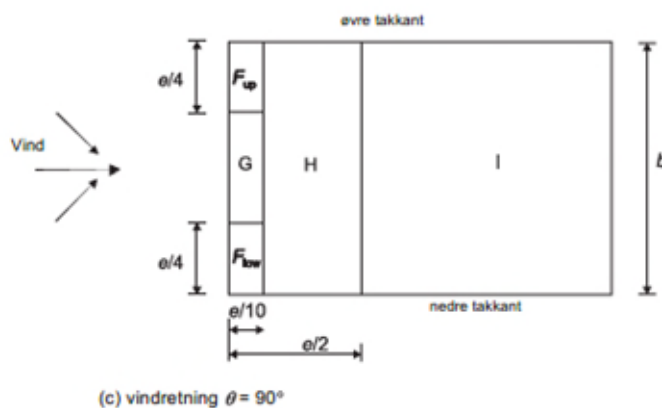
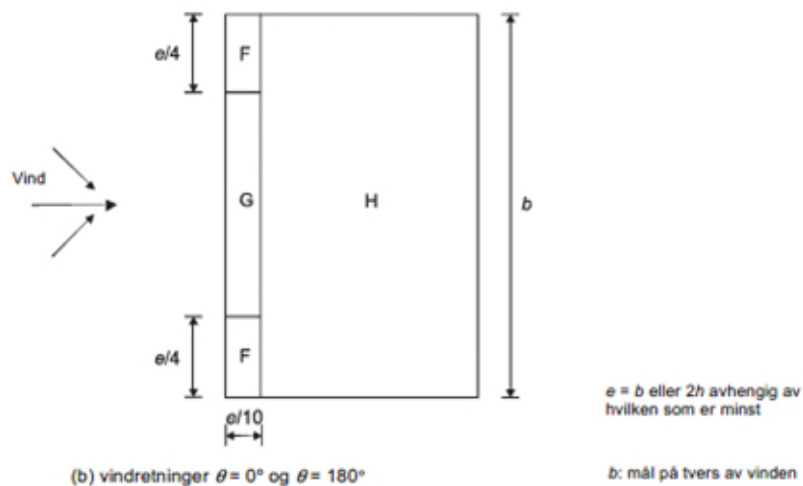
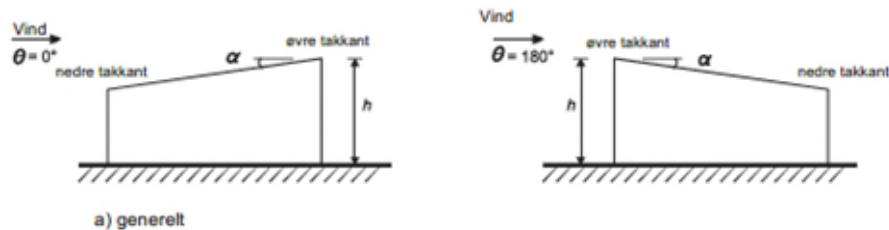
$$c_{pe} = c_{pe,10} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \cdot \log_{10} A.$$

Formel 14, ligning for C_{pe} -verdier for arealer mellom 1 og 10 kvm

Formfaktor på tak

Formfaktorer for utvendig vindlast på tak beskriver hvordan vinden fordeler seg over taket. Figuren nedenfor viser formfaktorer for flate tak, pulttak og saltak, i henhold til NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 og for ulike takvinkler, α , og vindretninger, θ . For takvinkler som ikke er oppført, kan lineær interpolering benyttes. Formfaktorene avhenger av størrelsen på det belastede arealet, A , som er det arealet på konstruksjonen som gir lastvirkning for konstruksjonsdelen som beregnes. (SINTEF, 2003)

Pulttak er i henhold til NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 definert som å ha en takvinkel (α) mellom 5° og 75° . Inndelingen av pulttak bør være slik som vist nedenfor. Referansehøyden z_e anbefales å settes lik som høyden h på bygget. Formfaktorene for hver enkelt sone som det er anbefalt å bruke er gis i tabell 7.3 i NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009. (Standard Norge - Vindlaster, 2009)



Figur 7.7 – Formfaktor for pulttak

Figur 7, figur 7.7 i NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009

Det er viktig å ta hensyn til områder med forhøyet vindlast ved bygninger, da det kan blåse fra alle sider. Det er spesielt viktig å ta hensyn til den vindretningen som gir størst belastning. Områder med utstikkende hjørner, frie kanter, piper og oppstikkende takdetaljer vil ha spesielt høy vindlast.

Formfaktorene i de kritiske sonene kan være så høye som 2,9 (på motsatt side av vindtrykksiden, også kalt sugsidene). Sugkrefter er krefter som ønsker å suge taket opp, og omtrent vil løfte taket. Mens kreftene på motsatt side med vindtrykk vil prøve å trykke taket nedover. I noen tilfeller kan det

være fornuftig å regne med enda høyere formfaktorer enn det NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 krever. I byggforskserien 471.043, vindlaster på bygninger anbefales det å bruke formfaktorer helt opp til 5,0 (sug) for hjørner på flate tak med parapet. (SINTEF, 2003) (Standard Norge - Vindlaster, 2009)

Utvendige formfaktorer for flate tak finnes fra standarden NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009.

Nedenfor finner man tabellene som gjelder for utvendige formfaktorer for pulttak. Disse verdiene må brukes når man skal finne vindlastene på de forskjellige sonene av taket.

Tabell 7.3a – Utvendige formfaktorer for pulttak

Tak- vinkel α	Sone for vindretning $\theta = 0^\circ$						Sone for vindretning $\theta = 180^\circ$					
	F		G		H		F		G		H	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-2,3	-2,5	-1,3	-2,0	-0,8	-1,2
	+0,0		+0,0		+0,0							
15°	-0,9	-2,0	-0,6	-1,5	-0,3		-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2
	+0,2		+0,2		+0,2							
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-1,1	-2,3	-0,8	-1,5	-0,8	
	+0,7		+0,7		+0,4							
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,6	-1,3	-0,5		-0,7	
	+0,7		+0,7		+0,6							
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,5	-1,0	-0,5		-0,5	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,5	-1,0	-0,5		-0,5	

Tabell 7.3b – Utvendige formfaktorer for pulttak

Tak- vinkel α	Sone for vindretning $\theta = 90^\circ$									
	$F_{høy}$		F_{lav}		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5°	-2,1	-2,6	-2,1	-2,4	-1,8	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
15°	-2,4	-2,9	-1,6	-2,4	-1,9	-2,5	-0,8	-1,2	-0,7	-1,2
30°	-2,1	-2,9	-1,3	-2,0	-1,5	-2,0	-1,0	-1,3	-0,8	-1,2
45°	-1,5	-2,4	-1,3	-2,0	-1,4	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
60°	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,7	-1,2
75°	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,5	

MERKNAD 1 Ved $\theta = 0^\circ$ (se tabell a)) endres trykket raskt mellom positive og negative verdier om en takvinkel på $\alpha = +5^\circ$ til $+45^\circ$. Derfor er både positive og negative verdier angitt. For disse takene bør to tilfeller undersøkes: ett med bare positive verdier, og ett med bare negative verdier. Blanding av positive og negative verdier er ikke tillatt på den samme siden.

MERKNAD 2 Lineær interpolasjon for mellomliggende takvinkler kan brukes mellom verdier med samme fortegn. Verdiene lik 0,0 er angitt for interpolasjonsberegning.

Tabell 13, tabell 7.3 a) og 7.3 b) fra NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 som viser utvendig formfaktor for pulttak

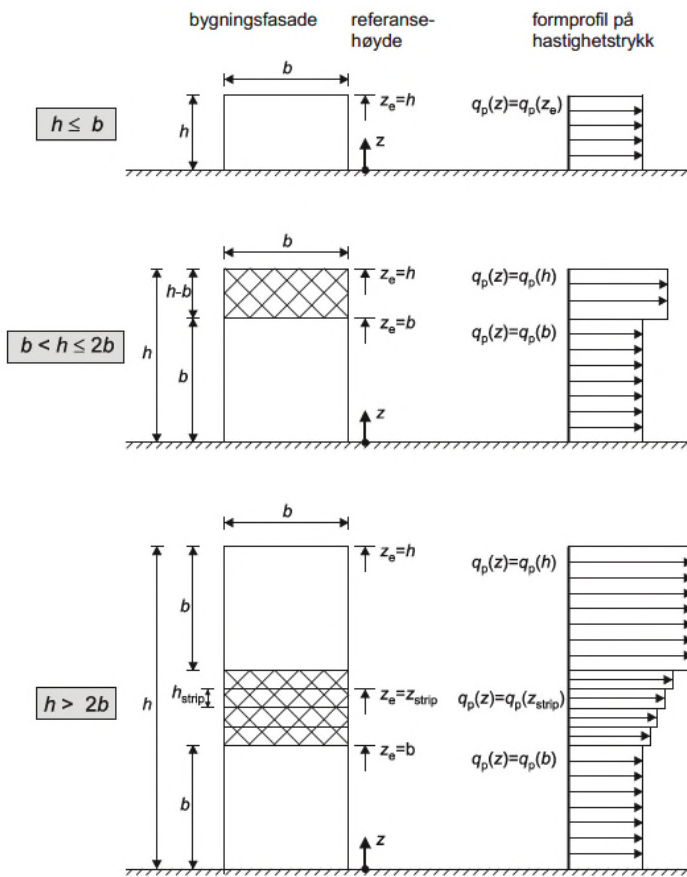
Formfaktor på utvendige vegger

Når formfaktor for vertikale vegger skal undersøkes er referansehøyden z_e for vegger å losiden avhengig av sideforholdet h/b . Dette er alltid den høyeste høyden på de forskjellige veggene. Det er tre slike tilfeller:

- Dersom en konstruksjon har en høyde g mindre enn b , regnes den som en del
- Om konstruksjonen har en høyde h som er større enn b , men likevel mindre enn $2 \cdot b$ bør de betraktes som to deler, hvor en del er fra bakkenivå opp til en høyde lik b , og øvrige delen som utgjør resten av høyden h på konstruksjonen..
- *Har konstruksjonen en høyde h som er mye større enn $2 \cdot b$ bør den bestå av flere deler. Lavere del som er fra bakkenivå opp til høyden lik b , et midtparti og en øvrig del som er en inndeling av horisontale striper med høyde h_{strip} .* (Standard Norge - Vindlaster, 2009)

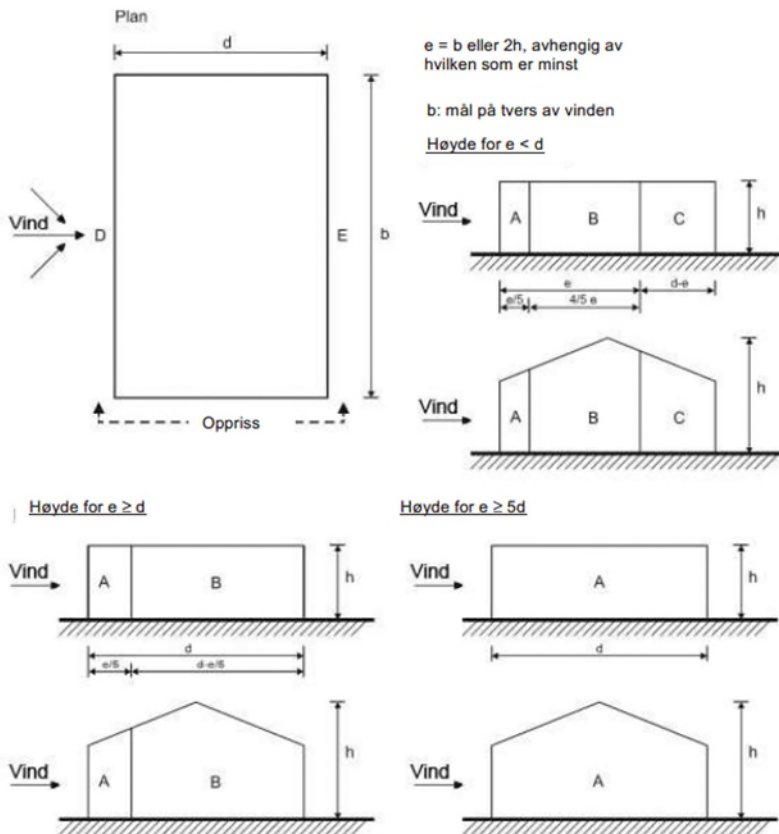
«Reglene for fordelingen av hastighetstrykk for lesiden av veggen og sideveggene (sone A, B, C og E på figur 7.5) kan gis i det nasjonale tillegget eller defineres for hvert enkelt prosjekt. Det anbefales å sette referansehøyden lik høyden på bygningen.» sitat fra 7.2.2 (Standard Norge - Vindlaster, 2009).

Figuren under viser referansehøyde z_e , avhengig av h og b , og tilhørende hastighetstrykkprofil.



Figur 8, viser Figur 7.4 – Referanse-høyde z_e , avhengig av h og b , og tilhørende hastighetstrykkprofil fra NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009

Videre så beskriver NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 denne oversikten over formfaktorer:



Figur 9, formfaktorer for vertikale vegger fra NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009

Tabellen under viser anbefalte verdier for de utvendige formfaktorene for vertikale bygg med formet som rektangler.

Sone	A		B		C		D		E	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

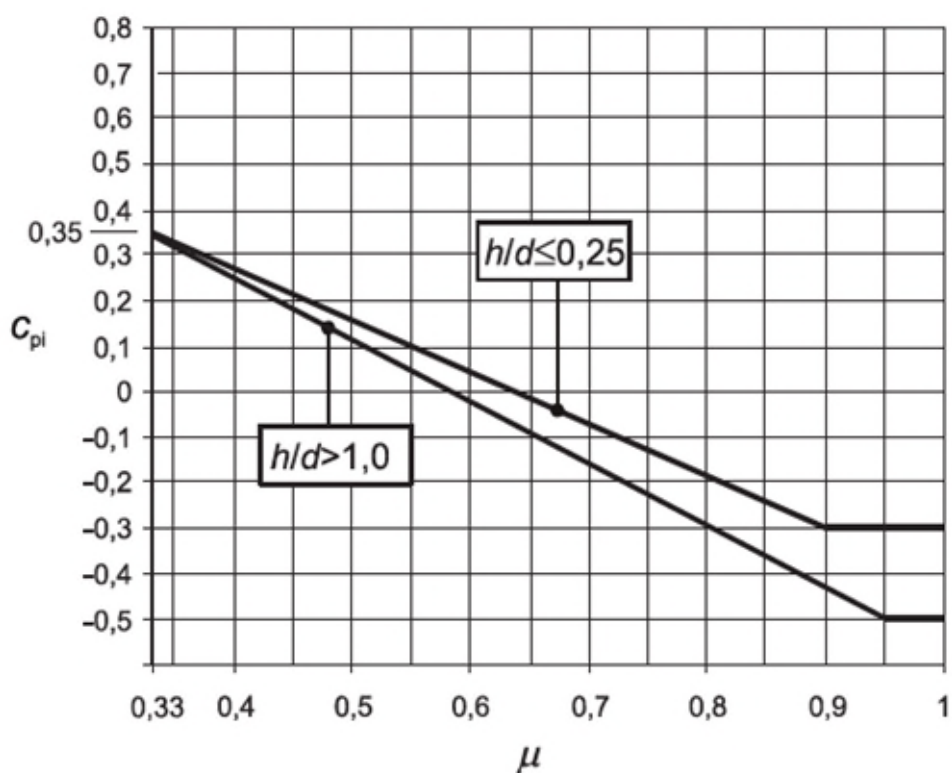
Tabell 14, tabell 7.1 hentet fra NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009

Innvendige formfaktorer, C_{pi}

Det antas at både innvendig og utvendig vindtrykk vil påvirke samtidig. For hver kombinasjon av mulige åpninger og lekkasjesteder må den mest ugunstige kombinasjonen av innvendig og utvendig vindtrykk vurderes. Størrelsen og fordelingen av åpningene i bygningen påvirker den innvendige

formfaktoren c_{pi} . Hvis to eller flere sider av bygningen har åpninger som utgjør mer enn 30% av sidens areal, skal påvirkningene på konstruksjonen beregnes etter andre metoder. Åpningene inkluderer små åpninger som vinduer, ventilasjonsåpninger, og lekkasjer rundt dører, vinduer og installasjoner. Hvis en utvendig åpning som en dør eller et vindu antas å være lukket under ekstreme vindforhold, kan situasjonen der åpningen er åpen anses som dimensjonerende ulykkessituasjon. En fasade på bygningen anses som den dominerende når åpningene på denne fasaden er minst dobbelt så store som på de andre fasadene. Dette kan også brukes for enkelte rom i bygningen. Hvis det er en dominerende fasade, skal det innvendige trykket tas med i det utvendige trykket ved åpningene på denne fasaden.

Hvis det ikke er en dominerende fasade, må c_{pi} bestemmes fra figuren under som funksjon av høyde-til-dybde-forholdet for bygningen og åpningsforholdet for hver vindretning som fastsettes fra formel nedenfor figuren.



Figur 10, figur 7.2 innvendige formfaktorer for jevnt fordelte åpninger fra NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009

Formelen skal brukes:

$$\mu = \frac{\sum \text{arealet av åpninger der } c_{pe} \text{ er negativ eller null}}{\sum \text{arealet av alle åpninger}}$$

Formel 15, finner et forhold mellom arealer av åpninger (sugkrefter) og arealer av alle åpninger

Det er imidlertid noen merknader i standarden NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009. Dette gjelder for fasader og tak på bygninger med og uten innvendige skillevegger, og der det ikke er mulig, eller der det ikke kan anses forsvarlig å beregne for et bestemt tilfelle, bør normalt c_{pi} settes lik det ugunstigste av +0,2 og -0,3. (Standard Norge - Vindlaster, 2009)

Oppsummering:

For å bestemme vindlasten på den mest belastede komponenten benytter man følgende formel:

$$F_w = c_d \cdot c_f \cdot A_{del} \cdot q_{kast}(z_e)$$

Formel 16, ligning for å finne vindlasten F_w

Der:

F_w er lasten i kN

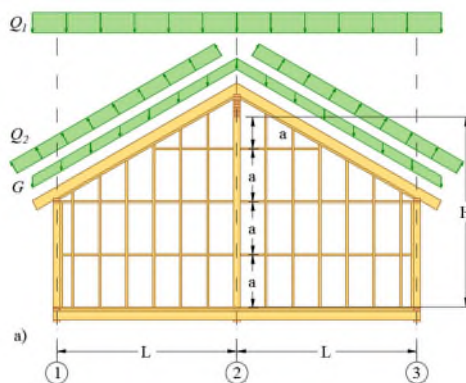
c_d er konstruksjonsfaktoren, som settes lik 1.0 for de fleste konstruksjoner i henhold til 1.0 om bygningen er mindre enn 15 meter. Punkt 6.1 i NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009.

c_f er summen av de utvendig og innvendige formfaktorene $c_{pi} \cdot c_{pe}$

A_{del} er referansearealet som undersøkes for c_f . Vanligvis er det arealet av hvor vinden står vinkelrett på konstruksjonen i m^2

$q_{kast}(z_e)$ vindkasthastighetstrykket i $\frac{N}{m^2}$

Skissen under viser hvordan en konstruksjon påvirket av egenlast, vindlaster og snølaster vil se ut i en teknisk tegning.



Figur 11, NTNU - forelesning - egen og nyttelast

2.4.3 Fundamentering og avstiving

Fundamentering

Fundamentet er en essensiell del av enhver bygning, da det har ansvar for å overføre alle kreftene som kommer fra bygningen til byggegrunnen. Det kan være flere byggetekniske problemer som oppstår når man skal bygge et fundament, som inkluderer bæreevne, jordtrykk mot vegger, setninger og telehiv. Valget av hvilken type fundament man skal bruke bestemmes av både grunnforholdene og bygningens bæresystem. (Per Kr. Larsen, 2014)

Før man bestemmer seg for hvilken type fundament man skal bruke, er det svært viktig å utføre grundige undersøkelser av grunnforholdene. Spesielt hvis man bygger i områder som er utsatt for kvikkleire. Tradisjonelt har ingeniørgeologer utført slike vurderinger og gitt råd om fundamentering. (Per Kr. Larsen, 2014)

Byggegrunnen kan variere fra fjell til avsetninger av løs masse med ulike mektigheter og typer. Når man skal bygge et fundament, må man ta hensyn til jordmaterialets mekaniske egenskaper. Både fjell og løse masser kan ha fysiske og kjemiske egenskaper som kan gjøre fundamentering svært utfordrende. Det er derfor viktig å ha grundig kunnskap om grunnforholdene før man går i gang med å bygge et fundament. (Per Kr. Larsen, 2014)

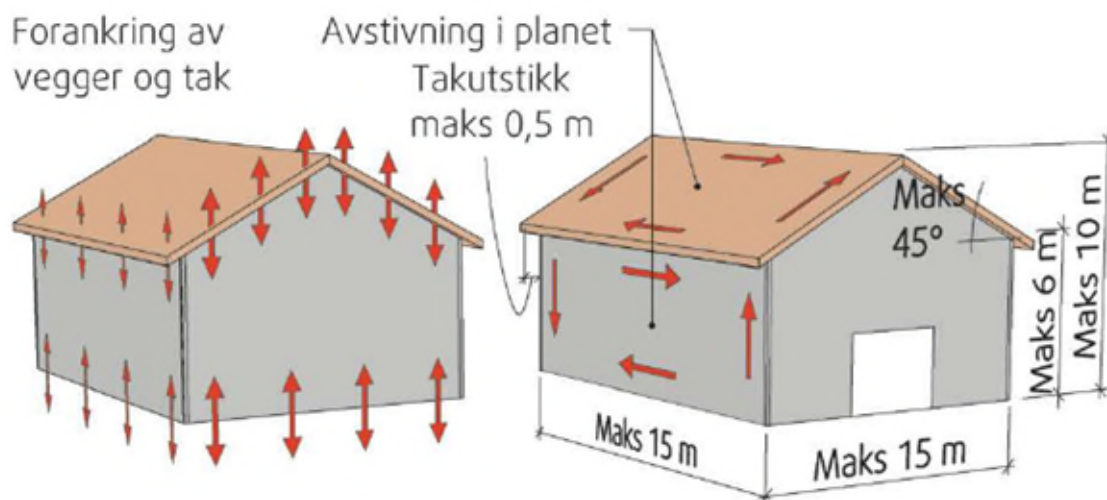
Avstiving og oppbygging av trekonstruksjoner

Konstruksjonstrevirke leveres først og fremst i fasthetsklasse C24 og C30 i henhold til NS-EN 338. Vanlige dimensjoner for bærende stendere er tykkelse på 36 og 48 mm og bredde på 148–248 mm.

For å markedsføre og omsette konstruksjonstrevirke krever byggevareforskriften at produktet skal være CE-merket i henhold til NS-EN 14081-1. Produksjonskontrollen til produsenten av konstruksjonstrevirke skal sertifiseres av et teknisk kontrollorgan før produktet omsettes. Limtre leveres først og fremst i fasthetsklasse GL30C i henhold til NS-EN 14080. Limtre produseres av lameller i 45 mm høyde for limtre beregnet for bruk i klimaklasse 1 og 2. Vanlige dimensjoner for limtre er tykkelse på 90, 115 og 140 mm med en bredde fra 180 mm og opp som funksjon av antall lameller. For å markedsføre og omsette limtre krever DOK at produktet skal være CE-merket i henhold til NS-EN 14080. Limtre skal ha et produktsertifikat utstedt av et teknisk kontrollorgan før produktet omsettes. Man kan også benytte stendere med I-profil, stendere sammensatt med plastisolasjon, stendere av parallellfiner eller sammensatt på annen måte. Bæreevnen skal være dokumentert spesielt for hver enkelt profiltipe og hvert enkelt fabrikat. Avhengig av type produkt skal produktet eller produsentens produksjonskontroll sertifiseres av et tredjepartsorgan før produktet omsettes. Bindingsverk sammenføres med blanke eller forsinkede spikre, alternativt skruer. I uisolerte bygninger og der korrosjonsfaren er større enn i hus med normalt innneklima, bør man bruke forsinkede spikre eller skruer som er beskyttet mot korrosjon. (SINTEF 520.243, 2011)

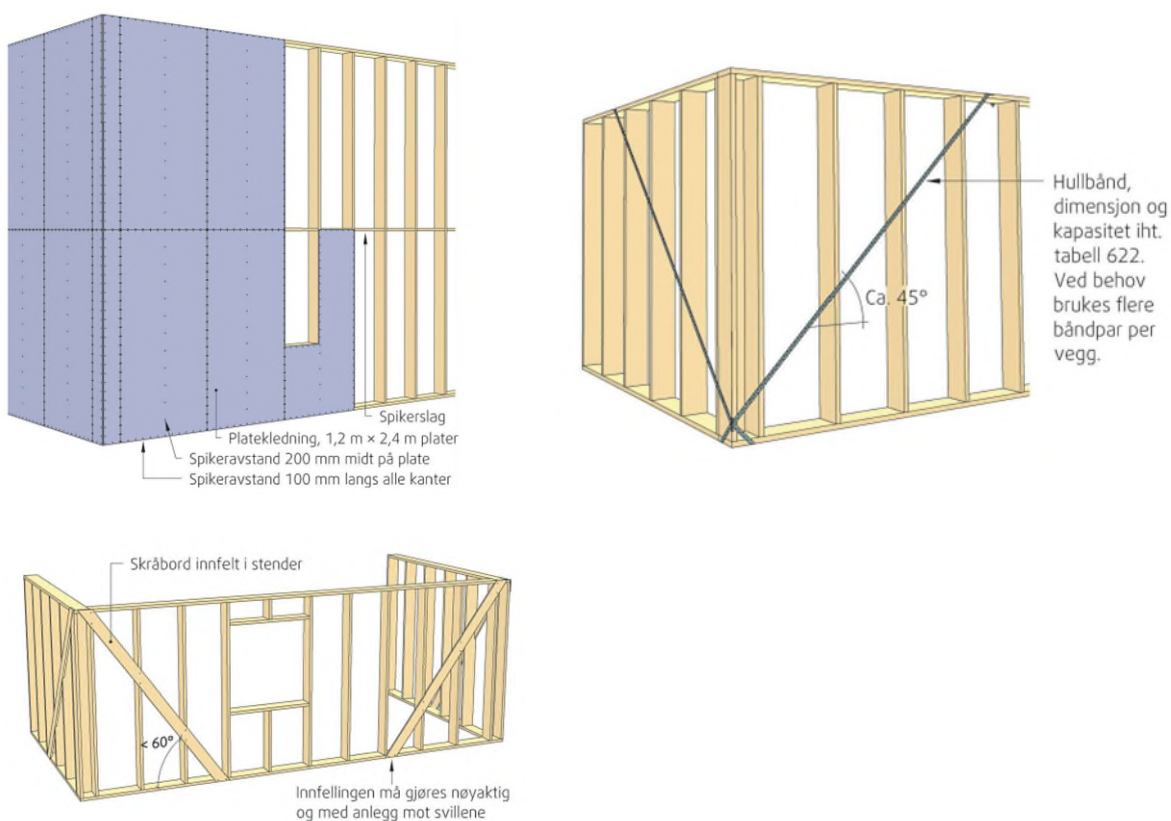
En bærende vegg støtter takkonstruksjonen og/eller bjelkelaget, og er derfor under vertikal belastning. Takkonstruksjonen er antatt å spenne fritt over huset, mens bjelkelaget støttes av en indre bærende vegg. En ikke-bærende vegg, som typisk er en gavlvegg i bygninger med saltak, er ikke under vertikal belastning. Vegg høyden bestemmes av lengden på veggstenderne, mens tykkelsen på sviller må tas med i betraktning når man angir veggens totale høyde. Husbredde er definert som avstanden mellom de bærende ytterveggene, målt fra ytterkanten av stendere. (SINTEF 520.243, 2011)

Figuren under viser de mest utsatte stedene på konstruksjonen som må ses på i forbindelse med bygging av en konstruksjon. Det er viktig å se på forankring i fundamentet. Dette gjøres ved at man for eksempel fester bunnsvill i fundamentet med ekspansjonsbolter eller innstøpte bolter. Forankring av tak gjøres i ytterveggene og i midten om det er en bærende komponent midt i bygget. Forankringen mellom tak og vegger skjer normalt med beslag som for eksempel et gaffelbeslag mellom takbjelke og veggstender i en avstand på 60 cm. (SINTEF 520.243, 2011)



Figur 12, fra 520.243 vindavstivning i sintef byggforskserien

Det finnes flere forskjellige måter å stive av konstruksjonens vegger på.



Figur 13, skisser av forskjellige typer avstivingsmetodikker fra byggforskserien 520.243 - Vindforankring og vindavstivning

2.4.4 Forbindelser for stål- og trekonstruksjoner

Det er vanlig å bruke mekaniske forbindelser som skruer, bolter, spiker, stifter og ankerplater for å feste tre og stål sammen i en konstruksjon. Skruer og bolter gir høyere styrke og stivhet enn spiker og stifter, men er også mer kostbare. Ankerplater kan brukes for å forsterke forbindelser og gir høy styrke, men kan også være mer kostbare.

Valg av forbindelsestype avhenger av faktorer som lastoverføring, tverrsnittsdimensjoner, materialtype og forbindelsestype. Det er viktig å velge riktig forbindelsestype for å sikre tilstrekkelig styrke og stivhet i konstruksjonen.

Ifølge Eurokode 5, som gir retningslinjer for dimensjonering av trekonstruksjoner, skal dimensjonerende verdier for forbindelser bestemmes ved hjelp av eksperimentelle metoder eller teoretiske beregningsmetoder. Teoretiske beregningsmetoder kan være basert på Eurokode 5, kapittel 8, som gir retningslinjer for dimensjonering av mekaniske forbindelser i trekonstruksjoner.

Ifølge Eurokode 3 del 1-8, som gir retningslinjer for dimensjonering av stålkonstruksjoner, skal forbindelsene ha en dimensjonerende strekkfasthet som tilsvarer eller overstiger dimensjonerende strekkfasthet i trestykket som forbindelsen festes til. Dette betyr at forbindelsen skal være like sterk eller sterkere enn trestykket den festes til. (Standard Norge - Eurokode 5, 2010) (Norsk Standard - Eurokode 3, 2009)

2.5 Trekonstruksjoner

Kapittelet omhandler teori knyttet til relevante temaer for bacheloroppgaven knyttet til tre som konstruksjonsmaterial. Her skal de mest relevante temaene presenteres.

2.5.1 Teori om trevirke

Tre er et materiale som er komplisert, og man kan argumentere for at ortotrop tre har den konstante, men ulike egenskaper i tre ortogonale retninger. Lang fiberretningen (L), tvers på fiberretningen i radiell retning (R) og tvers på fiberretningen i retning tangentielt til årringene i trestammen. Det er forskjeller i både fysiske og mekaniske egenskaper i de forskjellige R og T-retningene, men ikke nok til å kunne si at tre er et to dimensjonalt ortotrop. Forskjellen i R og T retning er ikke så store, så i

praktiske formål behandles disse omtrent likt. Dette gjør at man slipper å planlegge hvilken del av stammen som ferdig produkt hentes ut fra. (Fagbokforlaget, 2017)

Konstruksjonsvirke er kalt heltre, og brukes som taksperrer, bord, stendere og planker.

Limtre er et bearbeidet produkt hvor man bruker lameller av styrkesortert virke. Lamellene settes sammen i forskjellige lengder og former. Tverrsnittet kan derfor justeres slik at det er enklere å bygge større sammenlignet med ordinært konstruksjonsvirke. Lamellene limes normalt sammen med et type lim som er like sterkt, eller sterkere enn lamellene. Det finnes forskjellige typer limtreprodukter som for eksempel bord (lag av poppel eller bartre), fingerskjøtte bord (skjøtes i lengderetningen, typisk listverk), limtre (der to eller flere lameller ved tykkelse 6 mm til 45 mm settes limes til en sammenhengene bjelke), limt massivt konstruksjonsvirke (minimum to og maks fem lameller med tykkelse over mellom 45 mm og 85 mm), limtre med store fingerskjøter (fingerlengde på mer enn 45 mm), blokklimt limtre (der to større konstruksjonselementer med rektangulært tverrsnitt blir satt sammen) og smalt limtre (en limtrebjelke som deles i flere seksjoner). (Fagbokforlaget, 2017)

S-bjelken er en spesiell limtrebjelke i 48 mm bredde. Denne kan produseres i høyden fra 200 mm til 450 mm. Denne bidrar til å øke isolasjonen mellom taksperrer og bjelkelag. Egenskapene til S-bjelken er oppgitt i datablad fra produsent.

I-bjelken er et ofte brukt produkt som kan erstatte mye av volumet i typiske limtredragere eller konstruksjonsvirke i for eksempel gulv, tak og vegger. Flensene i I-bjelken består av en blanding mellom kryssfiner og limtre. Selve tverrsnittet er sammensatt av limte finerlag med parallell fiberretning. I stegene blir det benyttet trefiberplater som skjøtes med en V-fuge og limes. (Hunton Fiber, 2023) – Dimensjonering av I-bjelker følger derfor produsentens egne data fordi dette er bestemt i forsøk normalt utført av produsenten.

2.5.2 Dimensjonering av trekonstruksjon

Først skal formelen for kontroller, laster og lastkombinasjoner gjentas. Deretter går kapittelet i dybden på hvilke parametere som er viktige å bruke i beregningen av trekonstruksjoner. Det er to forskjellige sett med tabeller som benyttes. Et sett for konstruksjonsvirke, og et for limtre. Grunnen til dette er at materialfaktoren, stivhet, fasthet og andre viktige parametere er forskjellige mellom disse to materialene. Styrken til materialet avhenger av faktorer som fastheten og stivheten. Nedenfor

er det samlet de viktigste egenskapene for å kunne forstå delkapittelet om materialeegenskaper.
(Fagbokforlaget, 2017)

$F_{t,0}$ – Strekkfasthet i fiberretning, oppgis i $(\frac{N}{mm^2})$

$F_{t,90}$ – strekkfasthet på tvers av fiberreting, oppgis i $(\frac{N}{mm^2})$

$F_{c,0}$ – trykkfasthet i fiberreting, oppgis i $(\frac{N}{mm^2})$

$F_{c,90}$ – strekkfasthet på tvers av fiberreting, oppgis i $(\frac{N}{mm^2})$

$F_{m,k}$ – 5% fraktilen til karakteristisk verdi for bøyestykke, oppgis i $(\frac{N}{mm^2})$

$F_{v,k}$ – 5% fraktilen til karakteristisk verdi for bøyefasthet, oppgis i $(\frac{N}{mm^2})$

$E_{0,mean}$ – middelværdi av gjennomsnittlig elastisitetsmodul fiberretningen (i kN/mm²)

$E_{0,05}$ – 5% fraktilen karakteristisk verdi for elastisitetsmodul i bøyning parallelt med fiberretningen (i kN/mm²)

$E_{90,mean}$ – gjennomsnittlig karakteristisk verdi for elastisitetsmodul i bøyning vinkelrett på fiberretningen (i kN/mm²);

G_{mean} – gjennomsnittlig skjærmodul langsetter (i kN/mm²);

Materialeegenskaper:

Konstruksjonsvirke:

Tabellen har visse forutsetninger. Trevirke som er testet har et fuktighetsinnhold som tilsvarer en relativ fuktighet på 65% ved 20 grader.

	Class	C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
Strength properties in N/mm²													
Bending	$f_{m,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50
Tension parallel	$f_{t,0,k}$	7,2	8,5	10	11,5	13	14,5	16,5	19	22,5	26	30	33,5
Tension perpendicular	$f_{t,90,k}$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
Compression parallel	$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	21	22	24	25	27	29	30
Compression perpendicular	$f_{c,90,k}$	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,5	2,7	2,7	2,8	2,9	3,0
Shear	$f_{v,k}$	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0
Stiffness properties in kN/mm²													
Mean modulus of elasticity parallel bending	$E_{m,0,mean}$	7,0	8,0	9,0	9,5	10,0	11,0	11,5	12,0	13,0	14,0	15,0	16,0
5 percentile modulus of elasticity parallel bending	$E_{m,0,k}$	4,7	5,4	6,0	6,4	6,7	7,4	7,7	8,0	8,7	9,4	10,1	10,7
Mean modulus of elasticity perpendicular	$E_{m,90,mean}$	0,23	0,27	0,30	0,32	0,33	0,37	0,38	0,40	0,43	0,47	0,50	0,53
Mean shear modulus	G_{mean}	0,44	0,50	0,56	0,59	0,63	0,69	0,72	0,75	0,81	0,88	0,94	1,00
Density in kg/m³													
5 percentile density	ρ_k	290	310	320	330	340	350	360	380	390	400	410	430
Mean density	ρ_{mean}	350	370	380	400	410	420	430	460	470	480	490	520

Tabell 15, hentet fra NS-EN 338:2016, tabell 1

Limtre:

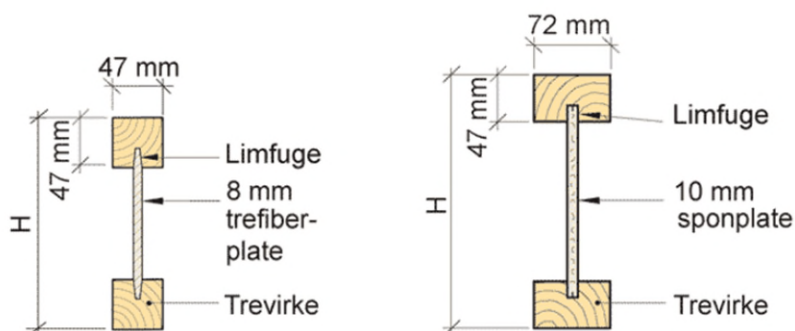
Property ^a	Symbol	Glulam strength class						
		GL 20c	GL 22c	GL 24c	GL 26c	GL 28c	GL 30c	GL 32c
Bending strength	$\hat{f}_{m,g,k}$	20	22	24	26	28	30	32
Tensile strength	$\hat{f}_{t,0,g,k}$	15	16	17	19	19,5	19,5	19,5
	$\hat{f}_{t,90,g,k}$	0,5						
Compression strength	$\hat{f}_{c,0,g,k}$	18,5	20	21,5	23,5	24	24,5	24,5
	$\hat{f}_{c,90,g,k}$	2,5						
Shear strength (shear and torsion)	$\hat{f}_{v,g,k}$	3,5						
Rolling shear strength	$\hat{f}_{r,g,k}$	1,2						
Modulus of elasticity	$E_{0,g,mean}$	10 400	10 400	11 000	12 000	12 500	13 000	13 500
	$E_{0,g,05}$	8 600	8 600	9 100	10 000	10 400	10 800	11 200
	$E_{90,g,mean}$	300						
	$E_{90,g,05}$	250						
Shear-modulus	$G_{g,mean}$	650						
	$G_{g,05}$	540						
Rolling shear modulus	$G_{r,g,mean}$	65						
	$G_{r,g,05}$	54						
Density ^b	$\rho_{g,k}$	355	355	365	385	390	390	400
	$\rho_{g,mean}$	390	390	400	420	420	430	440

^a Properties given in this table have been calculated according to 5.1.5 on the basis of the layups given in Table 2. If different layups for a certain strength class lead to different characteristic values the lowest values are given here.

Tabell 16, , hentet fra NS-EN 14080:2013+NA:2016, tabell 4

I-bjelker

Når man skal dimensjonere med en slik I-bjelke må man gå i kontakt med produsent for å anskaffe tekniske egenskaper. Dette er fordi dimensjonene og typene varierer. Det finnes egne I-bjelker for tak, vegger og søyler. Verdiene som produsenten oppgir, kan for eksempel være maksimal belastning en slik I-bjelke kan lastes med over et gitt spenn.



Figur 14, skisse av en I-bjelke av trematerialet

Tabell 1 (Hunton I-bjelken m/LVL flens)

Egenskap		Profiltype	
		SJ _L	SW _L
Bøyefasthet, flenser	$f_{m,k}$	48,0	26,0
Strekkfasthet, flenser	$f_{t,0,k}$	36,0	16,0
Trykkfasthet, flenser	$f_{c,0,k}$	36,0	22,0
Skjærfasthet, stegplate skivevirkning	$f_{v,0,k}$	14,0	14,0
Skjærfasthet, fuge stegplate/flenser	$f_{v,90,k}$	2,4	2,4
Elastisitetsmodul, flenser aksiallast:			
Middelverdi	$E_{m,f}$	13800	11000
Karakteristisk verdi	$E_{0,05,f}$	11600	10000
Elastisitetsmodul*, stegplate aksiallast	$E_{m,w}$	5300	5300
Skjærmodul*, stegplate	$G_{m,w}$	2100	2100

* Middelverdier. Karakteristiske verdier for stabilitetsberegninger fåes ved å multiplisere verdiene med faktoren 0,8

Tabell 17, Karakteristiske materialfastheter og midlere stivhetsmoduler i N/mm². (Hunton, 2023)

Fasthetsfaktorer k_{mod}

Tabell 3 (Hunton I-bjelken m/LVL flens)

Lastvarighets- klasse	Bøyings- og aksial kapasitet Klimaklasse 1 og 2	Skjærkapasitet	
		Klima- klasse 1	Klima- klasse 2
Permanent last	0,60	0,42	0,34
Langtidslast	0,70	0,56	0,45
Halvårslast	0,80	0,72	0,60
Korttidslast	0,90	0,87	0,73
Øyeblikkslast	1,10	1,10	0,93

Tabell 18, , Karakteristiske materialfastheter og midlere stivhetsmoduler i N/mm². (Hunton, 2023)

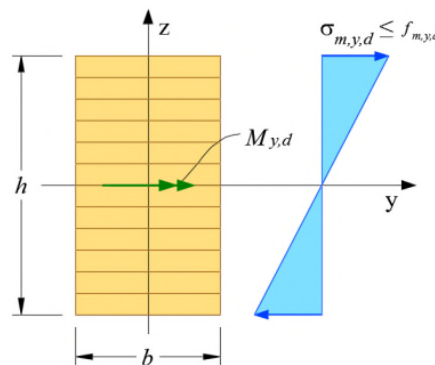
Spenningskontroll – dimensjonering for moment

I en spenningskontroll så sjekkes kapasiteten på tverrsnittet mot bøyebrudd, men ved bøyning om en akse. Man kontrollerer for følgende:

$$\sigma_{d,m,y} \leq f_{d,m,y} \text{ – alternativt kan man sjekke mot } \frac{\sigma_{d,m,y}}{f_{d,m,y}} \leq 1.0$$

Formel 17, formel for spenningskontroll

$$f_{m,y,d} = \text{dimensjonerende bøyefasthet}$$



Figur 15, enkel modell av spenningskontroll

Der:

$$\sigma_{d,m,y} = \frac{M_{d,y}(= M_{ed,y})}{I_y} \cdot h_1 = \frac{M_{d,y}}{W_y}$$

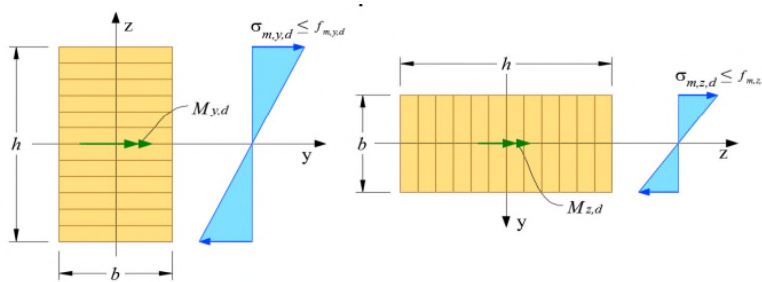
Formel 18, dimensjonerende spenningsligning

For rektangulære tverrsnitt gjelder følgende:

$$I_y = \frac{b \cdot h^3}{12} ; W_y = \frac{b \cdot h^3}{6} ; h_1 = \frac{h}{2}$$

Formel 19, treghetsmoment I, momentmotstand w, og høydefaktor

For bøyespenningskontroll ved en eller to akser må betingelsene være oppfylte:



Figur 16, bøyespenning rundt en eller to akser

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1.0$$

Formel 20, bøyespenningskontroll to akser

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1.0$$

Formel 21, bøyespenningskontroll to akser

Der:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{d,y}}{W_y} \text{ og } \sigma_{m,z,d} = \frac{M_{d,z}}{W_y}$$

Formel 22, spenningsformel, om z og y akse

k_m : 0.7 for rektangulære tverrsnitt

k_m : 1.0 for øvrige tverrsnitt

Dimensjonerende bøyefasthet, skal settes i henhold til kravene i NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010. For enkelhetens skyld kan det utledes slik:

$$f_{m,d} = f_{m,k} \cdot \frac{k_h \cdot k_{mod}}{\gamma_m} \cdot k_{sys} \cdot k_{vipp}$$

Formel 23, dimensjonerende bøyefasthet

Der:

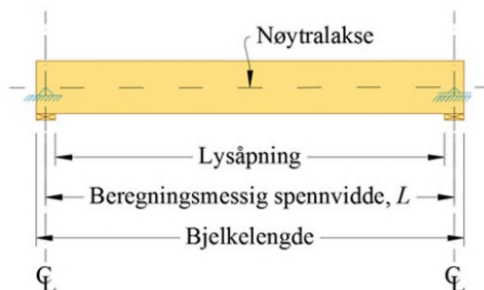
Faktor:	Beskrivelse:
k_{mod}	fasthetsfaktor som er avhengig av fuktighet og lastvarighet
k_{sys}	lastfordelingsfaktor, avhenger av materialegenskaper og stivheten til konstruksjonen.
k_h	høydefaktoren, bjelkens høyde Konstruksjonsvirke: $k_h = \text{minste verdi av } (\frac{150}{h})^{0.2}, \text{ eller } 1.3$ Limtre: $k_h = \text{minste verdi av } (\frac{600}{h})^{0.1}, \text{ eller } 1.1$
k_{vipp}	Vippefaktoren
γ_m	Materialfaktoren. I-bjelker: $\gamma_m = 1,15$ for bøy- og aksialkraft ; $\gamma_m = 1,3$ for skjærkraft. Konstruksjonsvirke: 1.25 Limtre: 1.15

Tabell 19, beskrivelse av faktorer i dimensjonerende bøyefasthet

Spennvidder i beregningene

Spennvidden L , beregnes fra midt på opplegget, som for eksempel kan være en vegg, bjelke, søyle eller bunn-/toppsvill. Dette gjelder blant annet for skjær, moment og nedbøyningsberegninger.

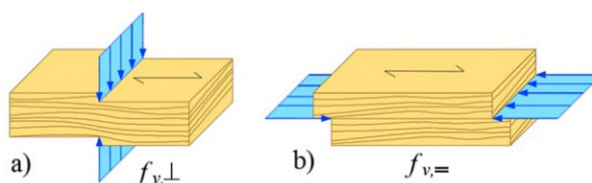
Figuren nedenfor viser de bygningsmessige spennviddene L .



Figur 17, spennvidde i beregninger

Skjærspenningskontroll - dimensjonering for skjær

Skjærkraft med en komponent for spenningen parallelt med fiberretningen som vist i a) i figuren nedenfor, eller skjærkraft som har begge spenningskomponentene normalt på fiberretningen som vist i b) i figuren under, så gjelder følgende (se under figuren)



Figur 18, trekomponenter med skjærspenninger, a) parallelt med fiberretning, og b) normalt på fiberretningen

$$\tau_d(\tau_{v,ed}^{max}) \leq f_{v,d} \text{ eller } \frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1.0$$

Formel 24, skjærkontroll

Der:

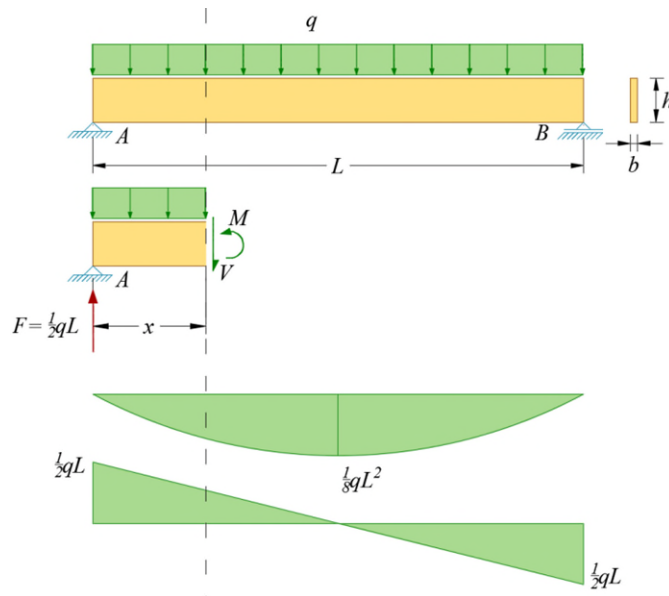
$$\tau_{v,ed}^{max} \cdot \frac{3 \cdot V_d}{2 \cdot A_s} = \frac{3 \cdot V_d}{2 \cdot b_{ef} \cdot h}$$

Formel 25, formel for skjær

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

Formel 26, dimensjonerende skjær

$b_{ef} = k_{cr} \cdot b : 0.67$ for konstruksjonsvirke og 0.8 for limtre

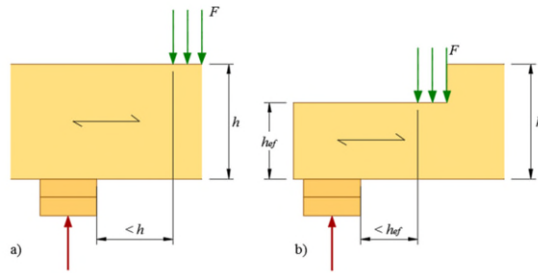


Figur 19, eksempelskisse med påkjent moment og skjær på en bjelke

Skjær ved opplegg

Ved opplegg av en bjelke på to støtter, er det vanlig å anta at støttene tar opp like store laster. Når en konsentrert last F virker på bjelkens overside, er det imidlertid ikke alltid nødvendig å ta hensyn til bidraget av skjærkraften fra lasten ved opplegget. Ifølge Eurokode 5, del 1-1, kan man se bort fra bidraget fra lasten F når avstanden fra kanten av lasten til kanten av opplegget er mindre enn bjelkehøyden som vist i figur a) nedenfor.

For en bjelke med et innsnitt ved opplegget, kan man se bort fra bidraget fra lasten F når innsnittet er på motsatt side av opplegget, som vist i figur b) nedenfor. I tillegg må avstanden fra kanten av lasten til kanten av innsnittet være mindre enn den effektive høyden. Dette skyldes at når innsnittet er på samme side av lasten, vil det påvirke fordelingen av skjærkraften og gjøre det nødvendig å ta hensyn til bidraget fra lasten F . (Fagbokforlaget, 2017). Dette er illustrert i figuren under.



Figur 20, konsentrert last (F) ved opplegg

Torsjon

Torsjon i trekonstruksjoner kan oppstå når en kraft som virker på en del av konstruksjonen fører til en rotasjonsbevegelse omkring konstruksjonens lengdeakse. Dette kan for eksempel skje når en bjelke er festet i begge ender og utsettes for en vridende kraft i midten. Torsjon kan også oppstå når en konstruksjon utsettes for en skjev belastning, eller når det er en ujevn fordeling av kreftene i konstruksjonen. Torsjon i trekonstruksjoner kan føre til skjærspenning, som kan være en viktig dimensjonerende faktor. Kravet til skjærspenning på grunn av torsjon avhenger av dimensjonene til tverrsnittet og avstanden til nærmeste knekkpunkt. Dette kravet må tas med i betraktning ved dimensjonering av tverrsnittet for å unngå at materialet svikter på grunn av overstigelse av skjærspenningens kapasitet. (Fagbokforlaget, 2017)

$$\tau_{tor,d} \leq k_{shape} \cdot f_{v,d} \text{ eller } \frac{\tau_{tor,d}}{k_{shape} \cdot f_{v,d}} \leq 1.0$$

Formel 27, torsjonskontroll

Der:

k_{shape} : er enten 1.2 for et sirkulært tverrsnitt, eller minste verdien av 1.3 eller $(1 + 0.05 \cdot \frac{h}{b})$

$\tau_{tor,d}$: dimensjonerende torsjonsspenning ($\tau_{tor,d} = \frac{T_d}{J} \cdot R$), hvor R er radien og $J = I_p = \frac{\pi \cdot R^4}{2}$

Søyler og dets evne til å motstå trykk og bøyning

Når det er avvik i formen eller eksentrisitet i lasten, vil søylen oppleve et moment som øker utbøyningen og igjen fører til større moment. Dersom lasten er stor nok, kan dette til slutt føre til brudd i materialet. For å unngå dette, legger eurokode 5 opp til at dimensjoneringen av søyler baserer

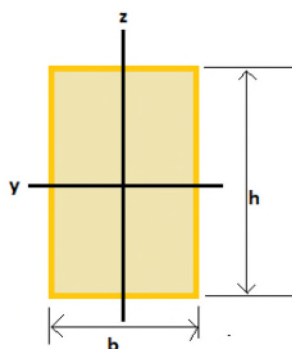
seg på statiske beregninger etter lineær teori. Dette sikrer at søylen er i stand til å motstå den påførte lasten uten å bryte sammen. (Fagbokforlaget, 2017)

Normalspenningen skal oppfylle følgende betingelse:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,i} \cdot f_{c,0,d}} \leq 1.0 \text{ (der } i \text{ er enten } y \text{ eller } z)$$

Formel 28, normalspenning

Man må undersøke hvilken akse på tverrsnittet som er sterk og svak. Dette gjør at man kan finne de relative slankhetene. Figuren under viser aksene i et tilfeldig tverrsnitt



Figur 21, størrelser og retninger på slankheter

Treghetsmoment:

$$I_z = \frac{1}{12} \cdot h \cdot b^2 : I_y = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^2$$

Formel 29, treghetsmoment I

Treghetsradius:

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} : i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

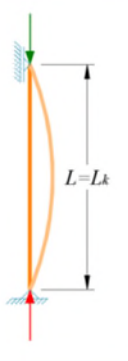
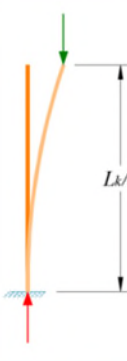
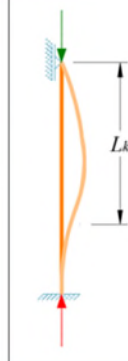

Formel 30, treghetsradius

Slankhet:

$$\lambda_i = \frac{L_k \text{ (knekk lengde)}}{i_i \text{ (treghetsradius)}}$$

Knekk lengde:

På grunn av at det alltid vil være litt gliding i forbindelsen mellom søylefoten og søyla, vil det også være litt rotasjon mellom dem. I praksis kan man vanligvis ikke oppnå en høyere grad av innspenning enn 80-85% for en tresøyle. Tabellen under viser de teoretiske og anbefalte β -verdiene for de vanligste tilfellene av tre-søyer. β -verdien som skal brukes bør velges innenfor det anbefalte området, avhengig av den valgte innspenningsløsningen. Dette betyr at selv om teorien sier at full innspenning er mulig, er det vanskelig å oppnå dette i praksis på grunn av faktorer som gliding og rotasjon, og man må derfor velge riktig β -verdi for å sikre at søylen vil fungere som den skal.

Knekk lengder for søyer				
Knekk lengde $L_k = \beta L$				
	Teoretisk β -verdi	1,00	2,00	0,70
Anbefalt β -verdi	1,00	2,15-2,25	0,75-0,85	0,60-0,70

Figur 22, knekk lengder for noen typiske tre søyer

$$L_k = \beta \cdot L$$

Formel 32, knekk lengde

Relativ slankhet:

$$\lambda_{rel,i} = \frac{\lambda_i}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}$$

Formel 33, relativ slankhet

k_i -faktoren:

For konstruksjonsvirke er den følgende:

$$0.5(0.94 + 0.2 \cdot \lambda_{rel,i} + \lambda_{rel,i}^2)$$

Formel 34, k_i -faktoren for konstruksjonsvirke

For limtre er den følgende:

$$0.5(0.97 + 0.1 \cdot \lambda_{rel,i} + \lambda_{rel,i}^2)$$

Formel 35, k_i -faktoren for limtre

Knekkfaktor:

$$k_{c,i} = \frac{1}{k_i + \sqrt{k_i^2 - \lambda_{rel,i}^2}}$$

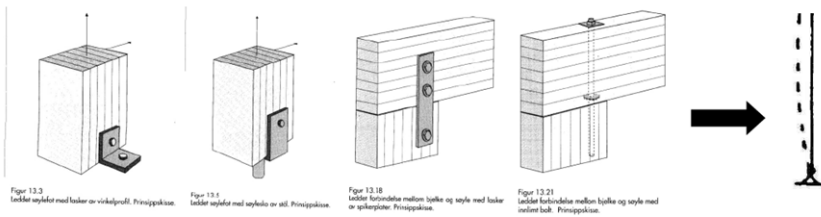
Formel 36, formel for knekkfaktor

Søylens aksialkapasitet:

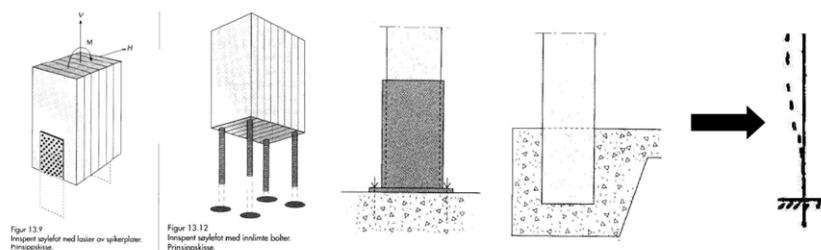
$$N_{Rd} = k_{c,i} \cdot f_{c,0,d} \cdot A$$

Formel 37, aksialkapasitet

Leddete søyleender:



Innspente søyleender:



Figur 23, , eksempler på leddete søyleender og innspente søyleender i forhold til potensiell knekkkurven

Vipping

Når en bjelke utsettes for kombinert bøyning og trykk, vil det være et trykk som virker i tillegg til bøyekraften. Dette fører til at bjelken blir enda mer sårbar, og at den kritiske lasten reduseres. Den kritiske lasten er den lasten som gjør at bjelken går fra å være stiv til å bli ustabil, og det er viktig å beregne denne for å unngå at konstruksjonen svikter.

For å beregne den kritiske lasten og den kritiske bøyespenningen, er det vanlig å bruke Eulers formel og formelen for bøyespennning. Eulers formel sier noe om når en bjelke vil knekke som følge av bøyning, og formelen for bøyespennning sier noe om hvor stor spenning som oppstår når en bjelke bøyes. Det er viktig å ta hensyn til både kritisk bøyespennning og kritisk last ved dimensjonering og beregning av bjelker for å sikre en trygg og stabil konstruksjon. (Fagbokforlaget, 2017). Formelen er basert på kneklengden som gis med L_k , og kan skrive følgende:

$$P_{kr} = \pi^2 \cdot \frac{E \cdot I}{L_k^2}$$

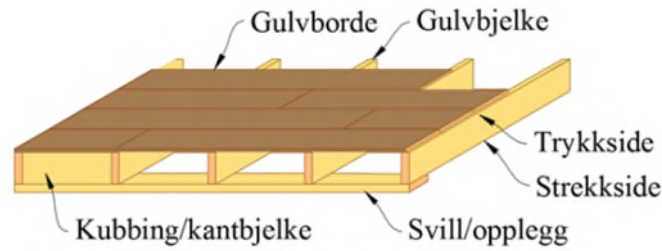
Formel 38, formel for vipping

Kritisk spenning i søyleknekkning defineres som:

$$\sigma_{kr} = \frac{P_{kr}}{A} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2}$$

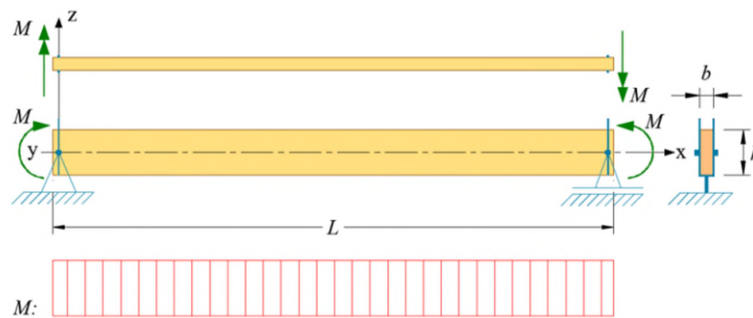
Formel 39, formel for kritisk spenning i søyleknekkning

Vanligvis er en bjelke avstivet på toppen, som vanligvis er på trykksiden, med gulvbord eller plater, eller med sekundærbjelker som er festet effektivt med spiker eller skruer til hovedbjelken. Dette hindrer bjelken fra å knekke ut eller vippe på grunn av bøyemomentet. Figuren nedenfor viser et eksempel på et bjelkelag med gulvbord på tvers som hindrer vipping eller knekking av gulvbjelkene. Kubbingen, som er illustrert mellom de to første bjelkene, men som skal være mellom alle bjelkene ved opplegget, hindrer at gulvbjelkene kan rotere om x-aksen. Dette kalles et "gaffellager". (NTNU Gjøvik, 2020)



Figur 24, avstiving mot vipping

I figuren nedenfor ser vi en bjelke som er støttet i endene, men ikke i midten. Den er utsatt for et konstant moment rundt den sterke akse y. Bjelken er holdt fast i alle retninger i den ene enden (A), og i y- og z-retning i den andre enden (B). Den kan ikke rotere rundt sin egen akse (x-aksen) ved noen av støttepunktene. Hvis bjelken er høy og ikke er avstivet på trykksiden mellom støttepunktene, kan den kante og knekke ut sideveis for et moment som er mindre enn det som ville forårsake vanlig brudd. Dette kalles vipping. Trykksiden knekker ut og trekker resten av bjelken med seg.



Figur 25, fritt opplagt gafflet bjelke med konstant moment

Full prosedyre for dimensjonering er beskrevet i NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010.

Effektiv lengde av bjelken, l_{ef} , som er avhengig av oppleggs betingelser og lastkonfigurasjoner.

Tabell 6.1 i NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010 viser forholdet mellom effektiv lengde og spennvidden. Det er verdt å merke dersom lasten påføres i toppen av bjelken bør l_{ef} , økes med $2 \cdot h$, og kan gjøres mindre med $\frac{1}{2} \cdot h$ for en last ved underkanten på bjelken.

Den kritiske bøyespenningen uttrykkes slik:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{M_{y,crit}}{W_y} = \frac{\pi \cdot \sqrt{E_{0.05} \cdot I_z \cdot G_{0.05} \cdot I_{tor}}}{l_{ef} \cdot W_y} = \frac{0.78 \cdot b^2}{h \cdot L_{ef}} \cdot E_{0.05}$$

Relativt slankhetstall for bøyningen defineres slik:

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

Retthetskrav må tilfredsstilles kravet i punkt 10.2 i NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010. Kravet går ut på å begrense avvik fra retthet for konstruksjonsdeler som søyler, bjelker som kan vippe og deler av rammer. Avviket måles midt mellom oppleggene og skal begrenses til 1/500 av lengden for konstruksjonsdeler av limtre eller parallellfiner (LVL) og til 1/300 av lengden for konstruksjonstre. Dette kravet er viktig for å sikre at konstruksjonsdelene er stabile og holder seg rette over tid. Kravet er spesielt viktig for konstruksjonsdeler av limtre eller parallellfiner (LVL), da begrensningene for forhåndsutbøyning i styrkesorteringsreglene ikke er tilstrekkelige for valg av materialer for disse konstruksjonsdelene. Derfor må det rettes spesiell oppmerksomhet mot rettheten til disse konstruksjonsdelene. (Standard Norge - eurokode 5, 2010)

Reduserende faktor for spenning på grunn av fare for vipping. Denne faktoren kalles k_{crit}

Denne faktoren har noen forutsetninger. k_{crit} avhenger av det relative slankhetstallet.

$$k_{crit} = \begin{cases} 1.0 & \text{For } \lambda_{rel,m} \leq 0.75 \\ 1.56 - 0.75 \cdot \lambda_{rel,m} & \text{For } 0.75 < \lambda_{rel,m} \leq 1.4 \\ \frac{1.0}{\lambda_{rel,m}^2} & \text{For } 1.4 \leq \lambda_{rel,m} \end{cases}$$

Dersom bjelken er påkjent av et moment om den sterke aksene, her y-aksen, så skal følgende betingelse møtes:

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} \cdot f_{m,d}$$

Der $\sigma_{m,d} = \frac{M_{y,d}}{W_y}$

Formel 44, spenningskontroll dimensjonerende

Momentkapasitet justert for vipping kan skrives:

$$M_{Rd,y} = k_{crit} \cdot f_{m,y,d} \cdot W_y$$

Formel 45, dimensjonerende moment

Kontrollen kan også skrives:

$$M_{Rd,y} \geq M_{Ed,y}$$

Formel 46, momentkontroll kapasitet mot dimensjonert moment

2.5.3 Avstiving av konstruksjon

Avstiving av et bygg foregår på globalt og lokalt nivå. Globalt nivå handler i hovedsak av å stive av rektangulære felt i forskjellige plan. Disse diagonale avstiverne kan både stive av bygget og hindre deformasjoner på grunn av horisontale krefter som vind eller jordskjelv. Dette gjøres vanligvis ved hjelp av diagonale avstivere, veggplater, som kan være stålrammer, kryssfinerplater eller stendere til underliggende konstruksjoner.

På lokalt nivå er hovedfokuset på å redusere faren for at slanke komponenter utsatt for trykk skal svikte. Dette gjøres ved å sørge for tilstrekkelig avstivning og stivhet, og ved å velge materialer med høy nok styrke til å tåle de kreftene som virker på dem. Avstivning kan oppnås ved å bruke avstivningsbjelker, avstivningsstolper eller kryssavstivning.

Det står ikke noe spesifikt om gaffellagring i eurokode 5. Gaffellagring er omtalt i kapittelet ovenfor, men kommer inn som et avsnitt under kapittel for avstiving. Gaffellagring er viktig for å sikre stabiliteten til slanke bjelker påkjent av moment om den sterke aksene. For å oppnå gaffellagring, kan man benytte ulike metoder som konsoller, stivere eller endebeslag. Konsoller er korte bjelker som er festet til den slanke bjelken og som stikker ut horisontalt fra denne. Disse kan for eksempel være montert på innsiden av en vegg og sørge for at bjelken ikke kan forskyve seg horisontalt ved opplegget. Stivere er bjelker som går fra den slanke bjelken og ned til et fast punkt, for eksempel en vegg eller et fundament. Disse kan også bidra til å hindre sideveis forskyvning og rotasjon av tverrsnittet. Endebeslag kan også brukes for å sikre gaffellagring og hindre at bjelken kan rotere. (Fagbokforlaget, 2017)

2.6 Stålkonstruksjoner

2.6.1 Teori om stålkonstruksjoner

Eurokodene gir standardiserte retningslinjer for dimensjonering av stålkonstruksjoner. Dette inkluderer beregning av laster, dimensjonering av konstruksjonselementer og valg av ståltyper og kvaliteter. Det er viktig å ta hensyn til både styrke- og stabilitetskravene i dimensjoneringen av stålkonstruksjoner. Styrkekravene sikrer at konstruksjonen er i stand til å motstå laster og belastninger som den kan bli utsatt for, mens stabilitetskravene sikrer at konstruksjonen ikke kollapser eller mister sin integritet.

Mekaniske egenskaper til stål:

Stål er et materiale som har mange egenskaper som gjør det egnet for bruk i konstruksjoner. Stål er et sterkt materiale som kan motstå store belastninger og er motstandsdyktig mot deformasjon. Det har også en høy elastisitetsmodul, noe som betyr at det kan bøyes og deformeres uten å bryte. Stål er også et slitesterkt materiale som kan tåle store påkjenninger over lang tid.

Betydningen av stål i konstruksjoner:

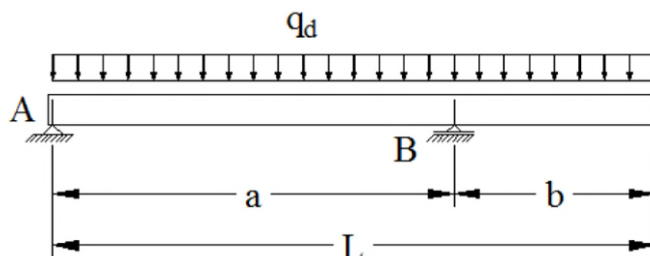
Stål er et viktig materiale i konstruksjoner på grunn av dets sterke og holdbare egenskaper. Det er også et allsidig materiale som kan brukes til en rekke forskjellige formål, fra store bygninger til mindre strukturer som trapper og rekkverk. Stålkonstruksjoner er også fleksible og kan tilpasses forskjellige design og krav. (Standard Norge - Eurokode 3, 2023)

2.6.2 Dimensjonering av stålkonstruksjoner

Stål dimensjoneres i tråd med standarden Eurokode 3 standardene.

Generelt i beregningen av stål er det viktig å vite grunnlaget for en kontroll for å finne faktorene. Da skal man undersøke en statisk bestemt bjelke i eller på en tenk konstruksjon. Nedenfor viser et eksempel på hvordan et utgangspunkt kan se ut i dimensjonering. Denne figuren viser at bjelken er utkraget på høyde side som det typisk kan være på en boligblokk med en balkong. Profil, tykkelser,

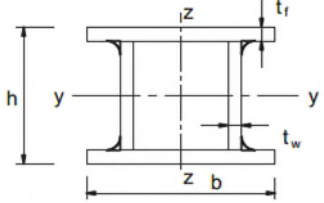
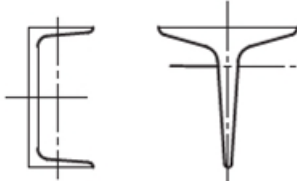
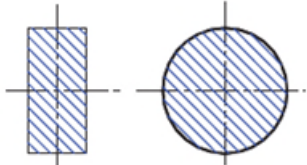
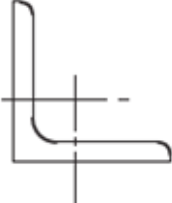
lengder og materialkvaliteter avgjøres for hvert enkelt prosjekt. (Standard Norge - EK 3, Del 1-1, 2023)



Figur 26, IPE-bjelke med understøttet over A og B

I et prosjekt kan man få opplyst hvilken stålbjelke man kan bruke. I prosjektet får man også oppgitt de riktige lengdene som man skal bruke, og riktig dimensjonerende laster. Som nevnt tidligere er de dimensjonerende lastene avhengig av de laster som kommer oppå komponenten. Det kan også være profiler for stålbjelkene. Profilene kan være symmetriske, usymmetriske, hule og sveiste profiler. Under er en oversikt fra tabellen nedenfor: (Standard Norge - EK 3, Del 1-1, 2023)

Tverrsnitt:		
<p>Valsede I-profiler</p>	<p>Sveiste tverrsnitt</p>	<p>Hullprofiler som er varmformet, eller kaldformet</p>

 <p>Sveiste kasseprofiler</p>	 <p>U- og T-profiler</p>	 <p>Massive profiler</p>
 <p>L-profiler</p>		

Tabell 20, oversikt over profiler, og valg av knekkurve for ulike profiler

Når riktig profil er valgt for prosjektet må man velge riktig stål kvalitet. Nominelle verdier av flytespenning, f_y og strekkfasthet, f_u , for varmvalset konstruksjonsstål finnes i tabell 3.1 i NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015. Tykkelse for godset bestemmes også fra tabell 3.1. Der er imidlertid viktig å (Standard Norge - EK 3, Del 1-1, 2023)

For selve bjelken er det viktig å følge kravet gitt til duktilitet. Følgende krav er oppgitt i NA.3.2.2 i NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015:

$$\frac{f_y}{f_u} \geq 1,10$$

Formel 47, krav til duktilitet

$$\text{Bruddforlengelse} \geq 15\%$$

$$\epsilon_u \geq 15 \cdot \epsilon_y$$

Formel 48, bruddforlengelse

Krav til slagseighet skal defineres. Den laveste temperaturen skal settes kravene for brukstemperatur i henhold til NS-EN 1991-1-5.

Virkningen av konstruksjonens forskyvninger

Kravet i NS-EN 1991-1-5. punkt, 5.1 (1) gjelder uten endring.

Konstruksjonens stabilitet

I denne kontrollen anvendes punkt 5.2.2 i NS-EN 1991-1-5. Det kan oppstå lokal ustabilitet, og en global ustabilitet. Forskjellen mellom disse er at ved lokal ustabilitet knekker deler av tverrsnittet som for eksempel steg og flens, og får global ustabilitet foregår det en knekking eller vipping av hele tverrsnittet. For belastningen er det relevant å se på at for mye trykk og moment kan føre til knekking, mens ved strekk vil kreftene forsøke å rette ut de knekte tverrsnittdelene som er gunstig. Derfor må man se på en kombinasjon av dette. Dersom belastningen opptrer som rene strekkrefter, er det tverrsnittarealet som er kritisk, og derfor kan man si at tverrsnittformen har lav innvirkning på bæreevnen til komponenten. Et eksempel på dette er en del av et fagverk hvor strekkrefter oppstår. Motsatt om det er en bøyepåkjenning for midt på spennet er det tverrsnittformen som har mest å si om effekten. Dette betyr høyden på steget, bredden på flensen og avstanden mellom flensene. Dette kan typisk være en bærebjelke eller søyle med tverrlast.

Tverrsnittsklasse	Definisjon	Dimensjonering
Klasse 1	Tverrsnitt av klasse 1 kan danne flyteledd med rotasjonskapasitet som kreves for plastisk analyse uten at tverrsnittets dimensjonerende momentkapasitet reduseres.	<ul style="list-style-type: none"> - Analysen av lastvirkningen utføres med plastisk analyse i henhold til flyteleddmetode, $M_{pl,ed}$ - Tverrsnittet dimensjoneres etter plastisitetsteorien, W_{pl} - Kontroll: $M_{pl,Rd} = f_d \cdot W_{pl} \geq M_{pl,Ed}$
Klasse 2	Tverrsnitt av klasse 2 kan utvikle dimensjonerende plastisk momentkapasitet, men har begrenset rotasjonskapasitet på grunn av lokal knekking av tverrsnittsdeler.	<ul style="list-style-type: none"> - Analysen av lastvirkningen utføres med elastisk analyse (ikke flyteledd) $M_{el,ed}$ - Tverrsnittet dimensjoneres etter plastisitetsteorien plastisk, W_{pl}. - Kontroll: $M_{pl,Rd} = f_d \cdot W_{pl} \geq M_{el,Ed}$

Klasse 3	<p>I tverrsnitt av klasse 3 kan spenningen i tverrsnittets mest påkjente punkt nå flytegrensen under forutsetning av elastisk fordeling av spenninger, men lokal knekking forhindrer at dimensjonerende plastisk momentkapasitet utvikles.</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Analysen av lastvirkningen utføres med elastisk analyse (ikke flyteledd), $M_{el,ed}$. - Tverrsnittet dimensjoneres etter elastisitetsteorien plastisk, W_{el}. - Kontroll: $M_{el,Rd} = f_d \cdot W_{el} \geq M_{el,Ed}$
Klasse 4	<p>I tverrsnitt av klasse 4 vil lokal knekking oppstå innen flytegrensen nås i én eller flere deler av tverrsnittet. I tverrsnittsklasse 4 kan effektiv bredde brukes for å ta tilstrekkelig hensyn til reduksjon i kapasitet som skyldes virkninger av lokal knekking.</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Lastvirkningsanalysen utføres med elastisk analyse (ikke flyteledd), $M_{el,ed}$. - Tverrsnittet dimensjoneres etter elastisitetsteorien, W_{el}. Forskjellen er at disse tverrsnittene er så smale at det ikke kan dimensjoneres med full material utnyttelse.
Merk	<p>Klassifisering av tverrsnitt avhenger av forholdet mellom bredde og tykkelse i de trykkpåkjente delene av tverrsnittet. Trykkpåkjente deler av tverrsnittet omfatter hver del av tverrsnittet som er helt eller delvis trykkpåkjent for den aktuelle lastkombinasjonen. De ulike trykkpåkjente delene i et tverrsnitt (f.eks. steg eller flens) er generelt av ulike klasser.</p>	<p>Flytespenning og tverrsnittsklasse: Samme tverrsnitts størrelse får økende tverrsnittsklasse (1, 2, 3 og 4) med økende flytespenning, ($f_y = 235, 275, 355$).</p> <p>Dette skyldes at forholdet til mellom steg og flens til tverrsnittdelen ikke er avhengig av stålqualiteten ($S235, 275, 355, \dots$). Det som påvirkes er forholdet er følgende:</p>

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

Tabell 21, klassifisering av tverrsnitt punkt 5.2.2 i EK 5 del 1-1

Øvrige krav knyttet til tverrsnitt vises det til NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015, punkt 5.5.

Imperfeksjoner for globalanalyse av konstruksjoner

Imperfeksjoner er en viktig faktor å ta hensyn til i globalanalyse av stålkonstruksjoner.

Imperfeksjoner kan være små uregelmessigheter i form av avvik fra den perfekte geometrien til en konstruksjon, eller urenheter i materialet. Disse imperfeksjonene kan ha en betydelig effekt på den globale stabiliteten til konstruksjonen, spesielt hvis de blir akkumulert over tid. I globalanalyse av stålkonstruksjoner må imperfeksjoner tas med i betraktning for å sikre at konstruksjonen er i stand til å motstå laster og belastninger. Dette kan gjøres ved å bruke imperfeksjonsfaktorer i beregningene, som tar hensyn til de mulige effektene av imperfeksjoner på den globale stabiliteten til konstruksjonen. Ved å ta hensyn til imperfeksjoner i globalanalyse av stålkonstruksjoner, kan man sikre at konstruksjonen er trygg og stabil over tid. Verdiene for bueformet geometrisk avvik for ubelastet stav, e_0/l , stav kan antas i samsvar. For enkeltstaver kan verdien av k settes lik 0.5.

(Standard Norge - Eurokode 3, 2023)

Bruddgrensetilstander er en viktig del av konstruksjonssikkerhet for stålkonstruksjoner. Nasjonale tillegg til eurokoder er utviklet for å sikre at lokale krav og forhold tas hensyn til. I Norge er det utviklet et nasjonalt tillegg til Eurokode 3, som spesifiserer kravene for dimensjonering av stålkonstruksjoner. Partialfaktorer brukes i dimensjonering av stålkonstruksjoner for å ta hensyn til

usikkerheter i laster og materialer. I Norge brukes følgende partialfaktorer for dimensjonering av stålkonstruksjoner:

Materialfaktor	Forklaring:	Verdi
γ_{M0}	Tverrsnittskapasitet uansett tverrsnittsklasse	1.05
γ_{M1}	Stavers kapasitet mot instabilitet påvist for hele staven	1.05
γ_{M2}	Tverrsnittskapasitet mot brudd for strekkpåkjenning	1.25

Tabell 22, partialfaktor justert i henhold til NA.6.1 i EK del 3-1

Disse partialfaktorene brukes sammen med kravene for bruddgrensetilstander i nasjonale tillegg til Eurokode 3, for å sikre at stålkonstruksjonene er dimensjonert og konstruert på en sikker og pålitelig måte. Kravene for bruddgrensetilstander inkluderer blant annet krav til lastkombinasjoner, minste styrkekrav, og krav til stabilitet og deformasjoner under belastning. Ved å følge disse kravene og bruke riktige partialfaktorer, kan man sikre at stålkonstruksjoner er dimensjonert for å tåle belastninger og belastningskombinasjoner som kan oppstå i løpet av konstruksjonens levetid. (Standard norge - eurokode 3, 2023)

Påvisning av stavers stabilitet

Knekking er stabilitetsutfordring. Dette skjer fordi man kan få et sammenbrudd som skyldes ustabilitet selv om spenningene ligger under flytegrensen (de kan ligge langt under). Dersom lengden er veldig stor sammenlignet med tykkelsen, skal det lite trykkraft til på staven før den knekker. Bakgrunnen for dette er at i praksis vil ingen staver være helt riktige produsert, og ha noen skjevheter samt at kraften ikke vil påsettes helt sentrisk. Det betyr at desto større trykkraftstaven opplever, desto større utbøying har staven. I tverrsnittet på staven er det et mindre moment som forsøker å stanse utbøyingen. Dette betyr at størrelsen på det indre motstandsmomentet avhenger av tverrsnittegenskapene. Figuren nedenfor viser klassiske eksempler på hvordan utbøying og knekking kan foregå. (NTNU Gjøvik - søyler, 2023)

Stav leddet i begge ender	Stav fast innspent i én ende, fri i andre ende	Stav fast innspent i begge ender	Stav fast innspent i begge ender. Forskyvelig opplegg	Stav fast innspent i én ende, leddlagret i andre ende
$\beta_t = 1,0$ $\beta_a = 1,0$	$\beta_t = 2,0$ $\beta_a = 2,2$	$\beta_t = 0,5$ $\beta_a = 0,6$	$\beta_t = 1,0$ $\beta_a = 1,2$	$\beta_t = 0,7$ $\beta_a = 0,8$

Figur 27, viser faktorer som er relatert til knekk lengder

Dette gir formelen:

$$\text{Knekk lengde: } L_k = \beta_{t,a} \cdot L$$

Formel 49, knekk lengde for stål

Der L_k : knekk lengde

Der $\beta_{t,a}$: faktor fra tabell ovenfor.

Der L: lengde på stav

Knekkraften, N_{cr} , er den maksimale aksialkraften staven kan utsettes for uten at den knekker. Altså så må aksialkraften på staven være mindre enn knekkraften. Knekkraften avhenger av lengden på staven, opplagerbetingelser, tverrsnittet på staven og materialegenskapene. (NTNU Gjøvik - søyler, 2023)

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L^2}$$

Formel 50, dimensjonerende knekkraft for stålsøyle

I punkt 6.3 Påvisning av stavers stabilitet i NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015 gis det krav til bøyekneking og knekkurver som må vurderes i hvert enkelt tilfelle.

Dette kan utledes til formelen:

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \chi \cdot f_d \cdot A$$

Formel 51, krav om bøyeknekking for stålsøyler

Der:

N_{Ed} : Dimensjonerende trykkraft

$N_{b,Rd}$: Dimensjonerende knekkapasitet ved sentrisk trykk

f_y : flytespenning for stålet

γ_{M1} : materialfaktor

A : tverrsnittareal

χ : knekkingsfaktor – en reduksjonsfaktor som justerer for redusert bæreevne på grunn av stavens ustabilitet

Hvordan kan finner χ – knekkingsfaktor er beskrevet i 6.3.1.2. i NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015.

Vipping

Vipping av stålbjelker er en vanlig utfordring som må tas hensyn til ved design av stålkonstruksjoner. Eurokode 3 gir detaljerte retningslinjer for å beregne den kritiske lasten som kreves for å forhindre vipping av en stålbjelke. Faktorer som er viktige å ta hensyn til i dette tilfellet inkluderer bjelkens geometri, stålets elastisitet, bjelkens støtteforhold, og den belastningen som virker på bjelken.

For å beregne den kritiske lasten, må man først beregne bjelkens slankhet, som er forholdet mellom bjelkens lengde og dens dimensjoner. Deretter kan man beregne bjelkens reduserte elastisitetsmodul, som tar hensyn til eventuelle avvik fra den ideelle bjelkeformen. Dette kan gjøres ved hjelp av ulike formler og tabeller som er tilgjengelige i Eurokode 3.

Videre må man også ta hensyn til bjelkens støtteforhold. Eurokode 3 skiller mellom faste støtteforhold og frie støtteforhold, og gir ulike formel for beregning av den kritiske lasten avhengig av støtteforholdene.

Deretter må man beregne belastningen som virker på bjelken. Denne belastningen kan bestå av både permanent last og variable laster, og må beregnes i henhold til Eurokode 1. (Standard norge - eurokode 3, 2023).

2.7 Sikkerhet ved brann

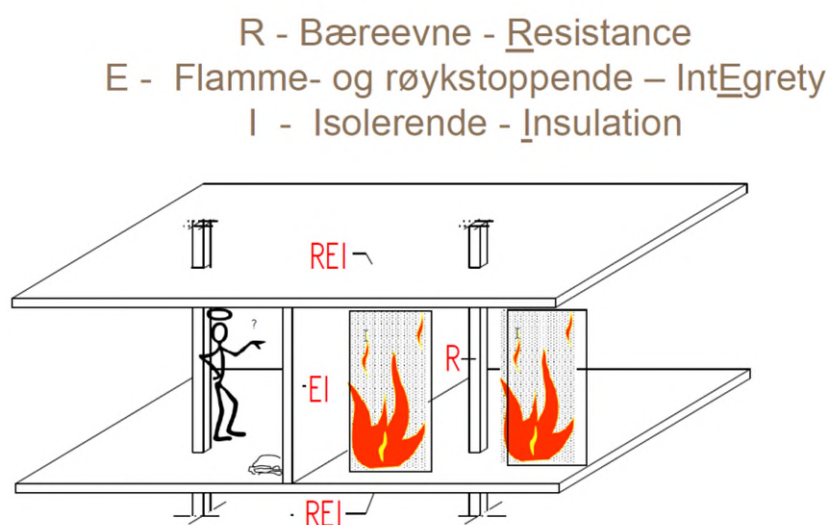
Byggteknisk forskrift (TEK17) gir kravene til at konstruksjonen planlegges, prosjekteres og bygges slik at de tekniske krav til sikkerhet, miljø, helse og energi skal oppfylles. I regelverket skal det utføres en brannteknisk prosjektering. Der er kravene stilt til dokumentasjon, og hvordan disse skal oppfylles beskrives i kapittel 2 som gjelder for dokumentasjon for oppfyllelse av krav. Dersom konstruksjonen bygges i overensstemmelse med preaksepterte ytelser, vil det defineres som at man har utført en forenklet prosjektering. På den andre siden kan det være krav om en analytisk prosjektering. Da er hovedformålet å verifisere at forskriftens krav er oppfylt. Uansett hvilken form for brannteknisk prosjekteringsmodell som benyttes skal den branntekniske prosjekteringen defineres, bestemmes og beskrives. Noen vesentlige faktorer som TEK17 beskriver er følgende:

- *byggverkets bruk eller virksomhet*
- *antall mennesker eller husdyr som byggverket er dimensjonert for*
- *arealer og antall etasjer*
- *brannenergi og eventuell særskilt risiko (for eksempel aktiviteter eller lagring av brannfarlige varer)*
- *plassering i forhold til nabobebyggelse*
- *tilgjengelighet og atkomst for brannvesenets høyderedskaper*
- *eventuelle lokale rammebetingelser*

For å nærmere kunne prosjektere ut en brannteknisk modell, må man ta stilling til hvilken risikoklasse konstruksjonen er. Risikoklassen settes på bakgrunn av den trusselen en brann kan

innebære for skade på liv og helse, skal byggverk eller ulike bruksområder i et byggverk plasseres i risikoklasser. Risikoklassene skal legge føringer for prosjekteringen og utførelsen for å sikre rømning og redning ved brann, samt å sikre at konstruksjonen bygges med utgangspunkt i å holde risikoen lav. Boliger er typisk i risikoklasse 4. (Direktoratet for byggkvalitet, 2023)

Det er fire ulike risikoklasser; lav, moderat, høy og svært høy. Lav risikoklasse er for byggverk med forutsatt bruk som medfører liten brannfare, og der rømning og redning kan utføres enkelt. Moderat risikoklasse er for byggverk med forutsatt bruk som medfører moderate brannfarer, og der det er behov for tiltak for å sikre rømning og redning. Høy risikoklasse er for byggverk med forutsatt bruk som medfører betydelig brannfare, og der det er behov for omfattende tiltak for å sikre rømning og redning. Svært høy risikoklasse er for byggverk med forutsatt bruk som medfører ekstrem brannfare, og der det er behov for de mest omfattende tiltakene for å sikre rømning og redning. For å oppnå tilstrekkelig bæreevne og stabilitet under brann, må man sette krav til brannklasse og dimensjonering av bærende konstruksjoner. Boliger kommer i risikoklasse 4. (Direktoratet for byggkvalitet, 2023)



Figur 28, definisjon på REI

Brannklasser brukes til å klassifisere byggverk eller deler av byggverk etter den forventede konsekvensen en brann kan ha på skade på liv, helse, samfunnsmessige interesser og miljøet. Brannklassene brukes til å planlegge og utføre brannsikkerheten til byggverket, og det finnes fire forskjellige brannklasser:

Brannklasse 1: Liten konsekvens

Brannklasse 2: Middels konsekvens

Brannklasse 3: Stor konsekvens

Brannklasse 4: Særlig stor konsekvens

Brannklasse 4 omfatter byggverk som har spesielt høy risiko og kan ha en stor samfunnsmessig og/eller miljømessig påvirkning ved en brann.

Brannklasse 1 og 2 gjelder for det bærende hovedsystemet i byggverk og krever at dette skal ha tilstrekkelig bæreevne og stabilitet i minimum den tiden som er nødvendig for å rømme og redde personer og husdyr i og på byggverket. Kravene til brannklasse varierer, og for eksempel, i brannklasse 1 og 2, må bærende hovedsystemer dimensjoneres for å kunne opprettholde tilfredsstillende bæreevne og stabilitet i minimum R30 eller R60, avhengig av brannklasse.

Sekundære, bærende bygningsdeler, etasjeskillere og takkonstruksjoner som ikke er del av hovedbæresystemet eller stabiliserende, må også dimensjoneres for å kunne opprettholde tilfredsstillende bæreevne og stabilitet.

Ved dimensjonering for tilfredsstillende bæreevne og stabilitet ved brann, skal det medregnes termisk påkjenning fra den brannenergien og det brannforløpet som kan forventes i byggverket. Det er viktig å påpeke at bærende bygningsdeler under øverste kjeller og utvendig trappeløp som er beskyttet mot flammepåvirkning og strålevarme, også må oppfylle de gitte kravene for brannsikkerhet.

Kravene til brannsikkerhet varierer etter brannklasse og type bygningsdel, og det er viktig å følge disse kravene for å sikre at bygget har tilstrekkelig bæreevne og stabilitet under brann. Boliger kommer i brannklasse 1. (Direktoratet for byggkvalitet, 2023)

Overflater og kledninger anses å være tilfredsstillende når det benyttes produkter med egenskaper som angitt i tabellen i byggt teknisk forskrift, § 11-9 Tabell 1A.

Bruk av ubrennbar eller begrenset brennbar isolasjon vil gi den brannteknisk sikreste og mest hardføre utførelsen i bygningsdeler. Brennbar isolasjon kan utvikle store mengder røyk som utgjør en trussel for personsikkerheten i byggverk, samt bidra til uakseptabel brannspredning. Brennbar isolasjon kan kun benyttes dersom bygningsdelen oppfyller den forutsatte branntekniske funksjonen, og isolasjonen anvendes slik at den ikke bidrar til uakseptabel brannspredning. Brennbar isolasjon

defineres som isolasjon som ikke tilfredsstillers minimum klasse A2-s1,d0 [ubrennbart eller begrenset brennbart materiale].

Litt om brann i stålkonstruksjoner og trekonstruksjoner:

Stålkonstruksjoner

Eurokode del 1-2 gir krav til brannteknisk prosjektering for stålkonstruksjoner. Ved brann kan stålets styrke svekkes, og det er derfor viktig å ta hensyn til dette i prosjekteringen. Tildekking av stålbjelker med ulike materialer som flammehemmende maling, gips og isolasjon spiller en viktig rolle for å hindre at konstruksjonen svikter. Eurokode del 3 gir krav til stålkonstruksjoners generelle dimensjonering og bæreevne, inkludert ved brann. Dimensjoneringen må utføres slik at det depreksepterte ytelsene fra eurokoden tilfredsstilles.

Trekonstruksjoner

Trekonstruksjoner krever også spesielle tiltak for brannsikkerhet. Brannhemmende behandling av trebjelker og beskyttelse av bærende trebjelker med gips eller andre materialer er vanlige tiltak for å hindre brannspredning. Det er også viktig å ta hensyn til brannbelastningen i rommene og sikre tilstrekkelige rømningsveier. Forkulling av tre er en prosess som skjer ved høye temperaturer, og kan føre til svekkelse av treverket. Dette må tas i betraktning ved brannteknisk prosjektering av trekonstruksjoner. Forkullingstider og faktorer som viser hvordan forkulling kan bidra til endring av materialets styrke må også tas hensyn til. Brannteknisk prosjektering for trekonstruksjoner er beskrevet i Eurokode del 5.

Pyrolyse, som er prosessen der trebiter brytes ned ved høye temperaturer uten tilgang på oksygen, skjer når treverket utsettes for brann. Ved pyrolyse frigjøres flyktige gasser og treet begynner å forkulle, noe som reduserer tverrsnittet og dermed også bæreevnen til trekonstruksjonen. Det er derfor viktig å dimensjonere trekonstruksjoner for brannsikkerhet ved å ta hensyn til den resterende kapasiteten etter forkulling.

Forkullingshastigheten avhenger av flere faktorer som ventilasjonsforholdene i branncellen, egenvekt og fuktighet i treet. Forkullingshastigheten øker med økende ventilasjon, og tørt tre med høy egenvekt vil ha en lavere forkullingshastighet enn vått tre med lav egenvekt. Ved en godt ventilert brann kan forkullingshastigheten øke til ca. 60 mm/time.

Når det gjelder mekaniske egenskaper ved høy temperatur, så vil treets kryp på grunn av uttørring oppveie effekten av temperaturutvidelsen. Det betyr at trekonstruksjoner ved høye temperaturer vil ha begrenset styrke og stivhet, og kan knekke eller vippe, spesielt hvis tverrsnittet allerede er svekket av forkulling.

For å ivareta R-, E-, og I-kravene for brannsikkerhet, er det derfor viktig å dimensjonere trekonstruksjoner med tilstrekkelig sikkerhetsmargin, og ta hensyn til den resterende kapasiteten etter forkulling. Det kan også være aktuelt å benytte branntekniske løsninger som brannhemmende maling, brannsikre belegg, eller brannskiller for å hindre spredning av flammer, røyk og varme gasser til andre deler av bygningen.

3 Metode

Her presenteres programvarer som er brukt for å konstruere trehuset, vurderinger knyttet til plan og bygningsloven, beskrivelse av eksisterende konstruksjon og prosessen med å konstruere trehuset digitalt. Det er også lagt ved parametere som er brukt i beregningene samtidig som at usikkerhetene er presentert.

3.1 Relevant programvare

Fokus konstruksjon 3D: Focus Konstruksjon 3D er et avansert analyseprogram som gir brukerne muligheten til å modellere og analysere en rekke ulike konstruksjoner på en effektiv og nøyaktig måte. Programmet benytter seg av elementmetoden for å beregne en rekke ulike konstruksjoner, både enkle og komplekse, i 2D og 3D.

Programmet har en enkel og intuitiv oppbygning som gjør det lett å ta i bruk umiddelbart. Det tillater brukerne å modellere alt fra en enkelt bjelke til mer komplekse konstruksjoner i enten 2D eller 3D. Det er også mulig å modellere med forskjellige materialer, inkludert stål, tre og betong.

Videre kan man utføre en full global analyse av konstruksjonen i henhold til eurokoden med nasjonale tillegg for enten Norge eller Sverige. Dette gir brukerne en stor grad av fleksibilitet i forhold til hvilke krav de ønsker å oppfylle når de modellerer og analyserer ulike konstruksjoner.

Programmet har forhåndsinnstilt snø og vindlaster for stedet man ønsker å konstruere. I tillegg kan man utføre ulike lastkombinasjoner for å finne den mest ugunstige lasten. (Sogne Focus software, 2023)

SketchUp Pro 2021: Det er et kraftig 3D-modelleringsprogram som er utviklet for å hjelpe brukere med å visualisere og kommunisere sine ideer på en intuitiv måte. Programmet lar brukerne lage alt fra enkle bygninger til komplekse landskapsdesign, og tilbyr en rekke verktøy og funksjoner som gjør det mulig å skape nøyaktige og detaljerte modeller.

En av de største fordelene med SketchUp Pro 2021 er programvarens brukervennlighet. Det intuitive grensesnittet gjør det enkelt for både nybegynnere og mer erfarne brukere å navigere og bruke programmet.

Programmet tilbyr en rekke avanserte funksjoner som inkluderer muligheten til å importere og eksportere modeller i en rekke forskjellige filformater, inkludert DWG og DWF. Det er også mulig å koble til tredjepartsprogramvare for å utvide funksjonaliteten til programmet ytterligere. (Trimble, 2023)

Google Earth:

Google Earth er en geografisk informasjonstjeneste som tilbyr satellitt- og flybilder av jorden. Den gir brukere muligheten til å utforske planeten ved å zoome inn og ut av ulike områder. Man kan i tillegg laste opp modeller fra sketchup i Google Earth slik at man kan se modellen på en gitt plassering. Det er viktig å illustrere hvordan modeller kan se ut i terrenget. Ved å eksportere modellen i en KMZ-fil, kan man laste den direkte opp i Google Earth å se modellen i 3D. Deretter kan man deretter visualisere og utforske modellen i konteksten av dens omgivelser. (Trimble, 2023) (Britannica, The Editors of Encyclopaedia, 2023)

3.2 Vurdering opp mot nasjonalt regelverk

Loven setter krav til blant annet byggesak, ansvarsrett, byggverkets tilstand, og tekniske krav til konstruksjon og sikkerhet. I denne rapporten forholder man seg til Plan og bygningsloven. I oppgaven går man inn og ser på de forskjellige lovene og forskriftskravene, beskriver disse og ser på konstruksjonen som er tenkt bygget.

For boliger vil tekniske krav til blant annet konstruksjon, lyd- og brannsikkerhet være særlig viktige. Kravene varierer avhengig av hvilken risikoklasse boligen er definert som, og dette kan igjen variere avhengig av størrelse, høyde og antall etasjer på konstruksjonen.

Dette gjøres ved at man vurderer saken fra kommunens ståsted. Det vil bli brukt subsumsjon. Det betyr at man vil se på lovene og reglene som gjelder, og bruke disse på det konkrete tilfellet for å finne ut om det er lovlig eller ikke. Hvis alt følger kravene i lovverket, vil kommunen gi tillatelse til å bygge huset. Hvis ikke, må planen endres eller avvises.

Subsumsjon betyr at man bruker regelverket, i dette tilfellet Plan- og bygningsloven, til å avgjøre om det som søkes om er lovlig eller ikke. Det vil si at man undersøker om det som søkes om, i dette tilfellet tilbygget, passer innenfor de reglene og kravene som er satt i Plan- og bygningsloven.

For å avgjøre om tilbygget er lovlig, må man derfor undersøke om det passer innenfor kravene til blant annet størrelse, avstand fra nabogrense og høyde. Hvis tilbygget passer innenfor disse kravene, kan det godkjennes. Hvis det ikke passer innenfor kravene, må det avslås.

3.3 Beskrivelse av eksisterende trekonstruksjon

I dette kapittelet vises flere bilder av trehuset før en rehabilitering og oppgradering. Det er planskisser som følger fra prospektet til trehuset. Beskrivelsen av konstruksjonen er nedenfor bildene.



Bilde 1, viser hus fra nord - eksisterende konstruksjon



Bilde 2, viser hus fra sør - eksisterende konstruksjon

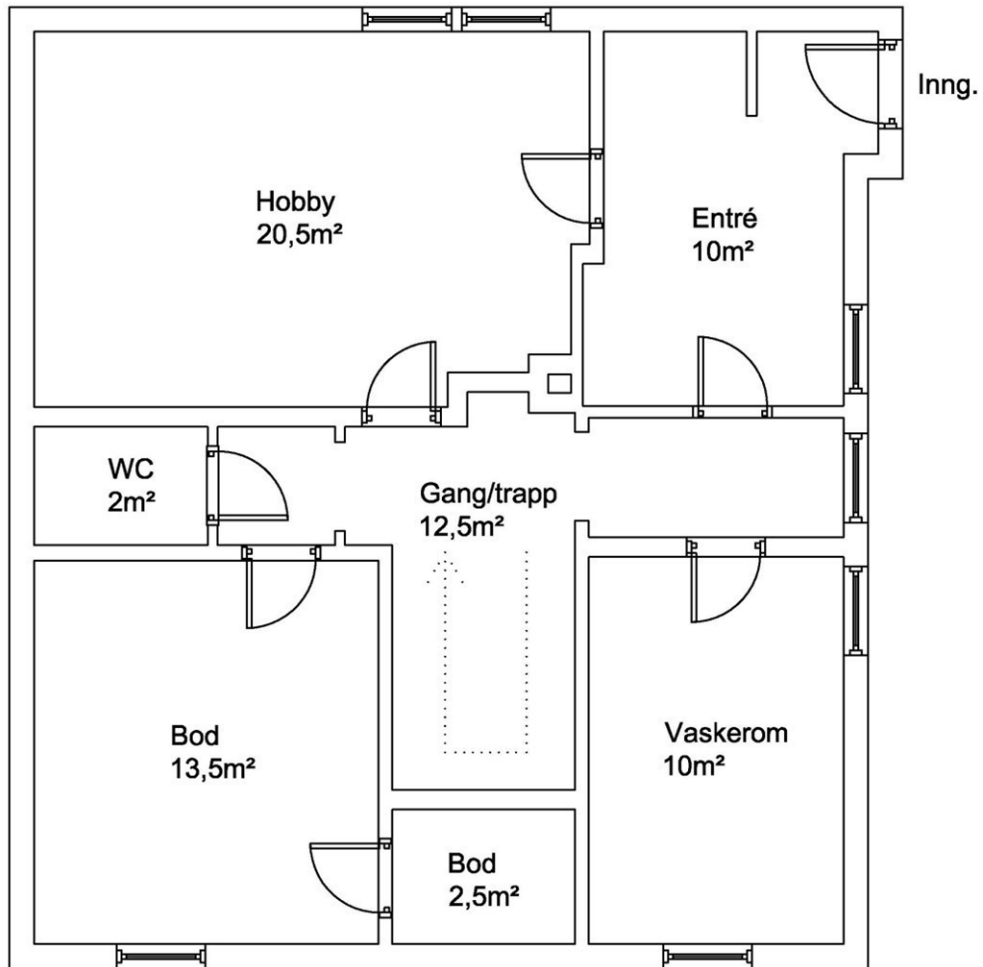


Bilde 3, bilde fra prospekt i boligsalgsoppgave som viser hus og hage



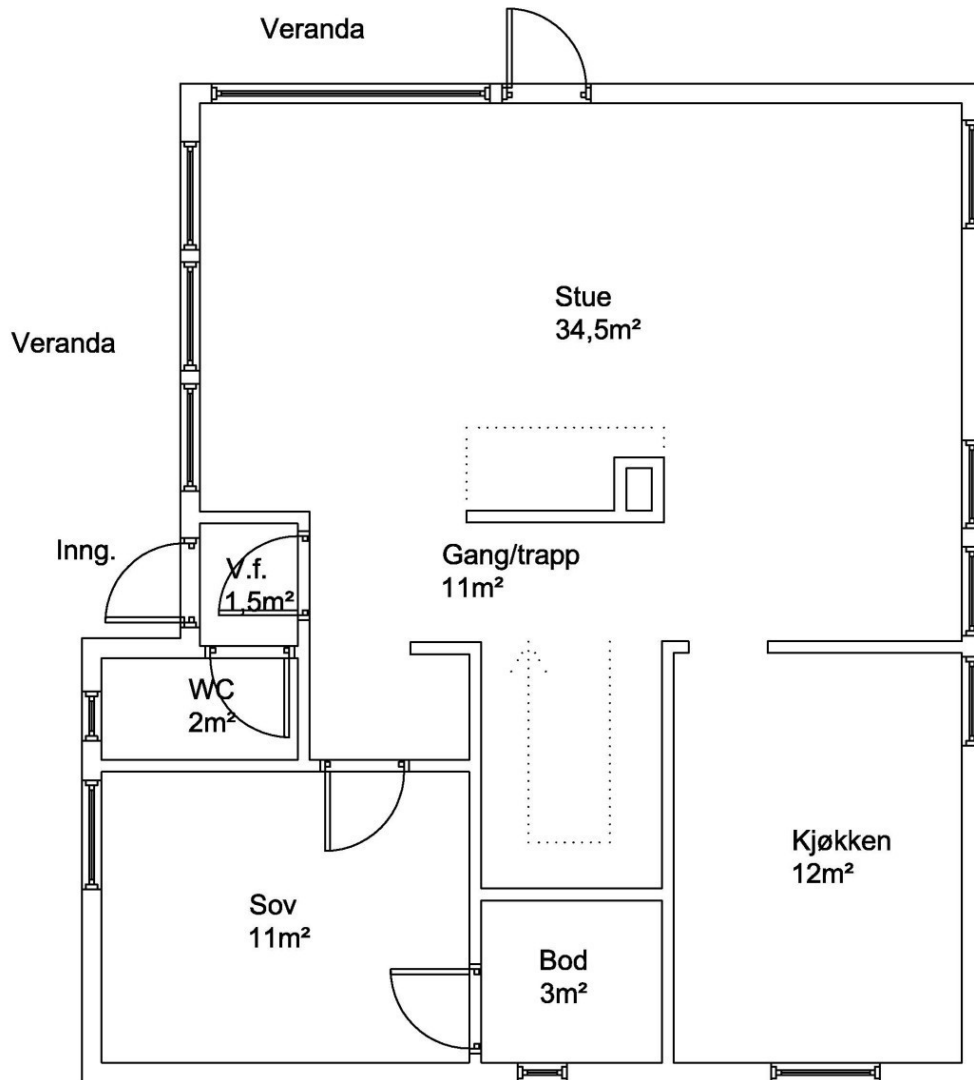
Bilde 4, bilde fra prospekt i boligsalgsoppgave som viser hus fra nord

sokkel



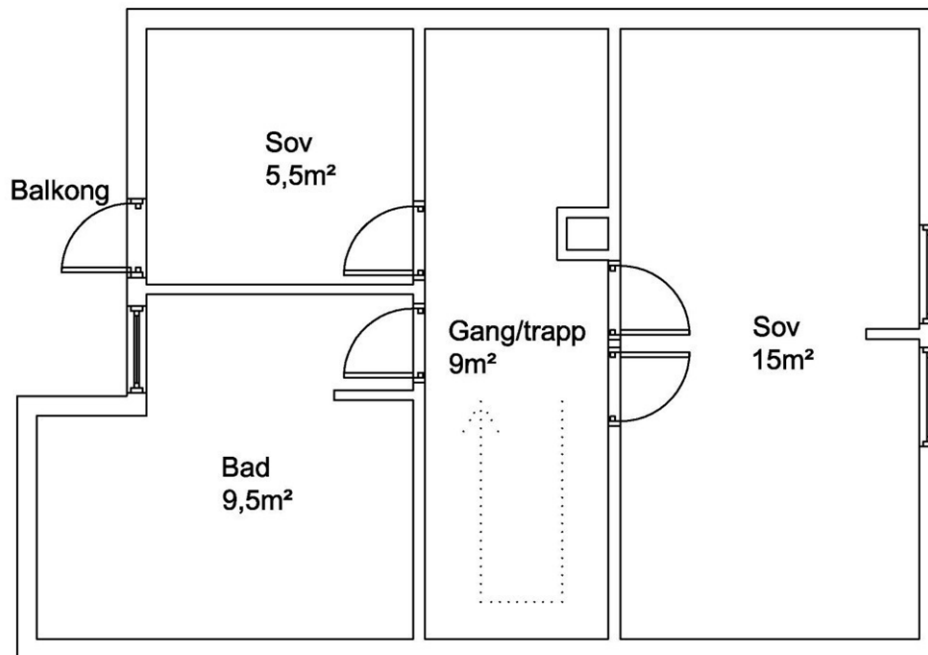
Bilde 5, planskisse av kjeller

1.etg



Bilde 6, planskisse første etasje

loft



Bilde 7, planskisse andre etasje

Det er viktig å ha god kunnskap om eksisterende konstruksjoner når man skal gjennomføre endringer eller oppgraderinger. For å kunne utføre nødvendige beregninger og vurdere om konstruksjonen er sterk nok til å tåle påkjenninger fra nye laster, må man ha detaljert kunnskap om materialer, dimensjoner og oppbygning. Beskrivelsen av eksisterende trekonstruksjon gir derfor en viktig bakgrunn for videre planlegging og gjennomføring av eventuelle endringer eller oppgraderinger. Det skal forsøkes å gi en slik beskrivelse av hver enkelt etasje nedenfor.

Kjeller:

Kjelleren i bygget består av en konstruksjon som hviler på en grunnmur. Grunnmuren er delvis oppført av en mur bestående av stablet stein, og lecablokker. Store deler av grunnmuren ble bygget tidlig på 1900-tallet og har en bredde på ca. 1 meter. Dreneringen er utført ca. 35 cm under dagens gulvnivå.

Over grunnmuren er det lagt en veggkonstruksjon som består av Leca universalblokker. Disse blokkene er av typen 25 x 50 x 25 cm og er fylt med betong. Mellom blokkene er det støpt inn armeringsjern for å sikre stabiliteten i konstruksjonen.

Det kan også nevnes at det er isolasjon under huset. Isolasjonen er av et ukjent merke, men er 8 cm tykk og kan klassifiseres som EPS. Det er ikke lagt en randon-sperre. Målinger er tatt gjennom et kalenderår, (01.01.2022 til 01.01.2023) hvor den høyeste målingen har vært $33 \frac{Bq}{m^3}$. Kravet i TEK17 er for rom med varig opphold skal årsmiddelverdi for radonkonsentrasjon ikke overstige 200 Bq/m³.

Etasjeskillet mellom kjelleren og første etasje består av en serie av uhøvlede tregulvbjelker som strekker seg fra vest til øst og har en dimensjon på 100 mm x 200 mm. Lengdene på bjelkene varierer avhengig av hvor de er støttet opp. Det er ingen kubbing mellom gulvbjelkene på langsiden over noen av de større rommene i kjelleren. Senteravstand mellom gulvbjelkene er 60 cm.

Utsiden av muren består av 10 cm XPS som isolasjon med utforing av 23x36 stendere vertikalt med fasadeplater påmontert.

Første etasje:

Ytterveggene i første etasje består av en tradisjonell bindeverksvegg med veggstendere av ukjent kvalitet. Mest sannsynligvis er disse uhøvlet fra en ukjent trelastprodusent. Dimensjonene på veggstenderne er 70 mm ganger 100 mm med en høyde på ca 2400 mm. Over vinduer er det bærende bjelker. Disse bjelkene er laget av limtre som er minst 100 mm brede. Høyden varierer noe da det er forskjellig for hvilken last disse bærer lokalt.

Gjennom hele konstruksjonen fra nord til sør, ca midt i bygget går det en bærende ståldrager. Gulvbjelkene er saget og tilpasset slik at stålbjelken støtter opp gulvbjelkelaget omtrent midt i huset.

På gulvbjelkene ligger det 22 mm tykke sponplater med fals. Disse er ikke limt sammen, men festet til gulvbjelkene med lange spiker.

Trappen består av enkle vanger, med trinn som er freset inn i vangene. Trappen bæres av en ståldrager i kjelleren, og en limtre drager mot andre etasje.

Det er ikke noen synlige skader, skadelig fuktighet, deformasjoner eller andre tegn til slitasje. Dette indikerer at yttervegger og konstruksjonen er satt opp på en god og forsvarlig måte i byggeåret.

Kledningen på utsiden består av tømmermannskledning hvor man har et under-bord, og et på-bord som ligger over. Kledningen ligger annen hver, smal og bred. Smale under, og brede over.

Isolasjonen er 10 cm med vanlig mineralull som er harde.

Andre etasje

Denne er ikke så relevant å skrive så mye om da alle bærende, og ikke-bærende komponenter skal byttes ut slik at det blir flatt tak på konstruksjonen.

3.4 Beskrivelse av prosessen med å tegne huset

For å kunne utføre beregninger var det behov for skisser som viste hvordan konstruksjonen ville se ut som ferdig produkt. Dette innebar at huset måtte tegnes på en slik måte at man kunne se og forstå hvilke bjelker og konstruksjonsmessige komponenter som ville være utsatt for laster. Huset ble først tegnet på papir etter gamle fasadetegninger. For å få muligheten til å redigere tegningene ble huset også tegnet i sketchup. I sketchup kunne man kun tegne huset i 3D, men ikke utføre beregninger. Deretter ble det utført analyser i et annet program som heter for Fokus konstruksjon 3D.

Hver enkelt komponent som er i konstruksjonen ble analysert, og dersom komponenten ikke tålte belastningen ble den byttet ut med en annen, eller så ble designet forandret slik at alle komponenter hadde en akseptabel restkapasitet.

Kjelleren og første etasje ble tegnet etter basert på planskisser og mål som er tatt av eksisterende konstruksjon.

Noen forenklinger ble gjort i beregningene. Tanken bak var at dersom man så på en bjelke med en bestemt belastning, kunne man kopiere samme belastning på tilsvarende komponenter som var identiske. For eksempel om det er identiske taksperrer som skal utgjøre taket, så kan man analysere en for å se om taksperreren tåler bruddlasten. Alle laster, lengder, høyder og andre parametere er like. Det samme ble gjort for stendere i yttervegg og indre skillevegg. Utgangspunktet for bruddlast for stenderverk i yttervegg ble tatt av den høyeste punktlasten fra taket. Taket hviler på en del av ytterveggen, og skillevegger innvendig. Ved å bruke høyeste last på alle stendere, vil man sikre at alle komponentene i veggene tåler belastningen. Unntaket var ved en limtre drager som understøttet taksperrerne. Disse stenderne under ble definert som søyler, og behandlet individuelt.

Hvis man sørget for at den svakeste komponenten i denne konstruksjonen tålte belastningen, kunne man være sikker på at de andre komponentene ville stå over tid med samme belastning.

3.5 Parametere i beregninger

Bygningen generelt:

Dimensjonerende faktor	Verdi	Kommentar
Bruktidkategori	4	Antatt levetid på bolig, minst 50 år i henhold til tabell 2.1 i EK0
Kombinasjonsfaktor ψ	$\psi_0 = 0.7$ $\psi_1 = 0.5$ $\psi_2 = 0.3$	Kategori A. Tabell NA.A1.1 i EK0
Pålitelighetsklasse	1	Småhus, i henhold til Tabell NA.01(901) i EK0.
Partialfaktor k_{fi}	0.9	Konstruksjoner i pålitelighetsklasse 1, i henhold til NA.A1.3.1 i EK0
Brukskategori	A	Rom i boligbygg etc i henhold til Tabell NA 6.1 i NA.6.3.1.1 i EK1
Nyttelaster	Gulv: $q_k = 2.0 \frac{kN}{m^2} - Q_k = 2.0 kN$ Skillevegger/parapet: punkt 8 i tabell 6.2 i EK1 og tabell 6.12 i EK1	Tabell NA.6.2 i NA.6.3.1.2 i EK1 Skillevegger/parapet gjøres en beregning av egenlasten før endelig last avgjøres.

Egenlaster	<p>Yttervegg: 73x148 stender av typen c24</p> <p>Takkonstruksjon: SJ 90 350mm høy (hunton)</p> <p>Etasjeskillere: Skurlast, ukjent kvalitet.</p> <p>Skillevegg innside:</p> <p>Bad: Avretningsmasse på gulv.</p> <p>Isolasjon: Glava proff 34</p> <p>Lekter (kledning): 23x48, c24</p> <p>Lekt (lufting): 11x36</p>	Egenlaster settes i henhold til NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019 og informasjon fra produsentens hjemmesider
Snølaster	<p>Trondheim:</p> $s_{k,0} = 3.5 \frac{kN}{m^2}$ $H_g = 150 m \quad \Delta s_k = 1.0 \frac{kN}{m^2}$ <p>C_e og $C_t = 1.0$ (normal)</p> <p>$\mu_{1(0^\circ)} = 0.8$ (flatt tak)</p> <p>Høyde på konstruksjon meter over havet: 46 m</p> <p>Konstruksjonshøyde: 9 m</p>	
Vindlaster	Trondheim: Beregninger gjøres i fokus konstruksjon	

--	--	--

Tabell 23, parametere i beregningen

3.6 Usikkerhet i beregninger

Det ble valgt ligning 6.10 b), og bruddlastanalyse. Beregningene ble kontrollert i Fokus Konstruksjon 3D. Det kan være usikkerhet knyttet til faktiske egenlaste og nyttelaste. En usikkerhet i beregningen kan være at man overser noe fordi man analyserer den mest ugunstige situasjonen og antar at alle komponentene dimensjoneres.

4 Resultater

I dette kapittelet presenteres resultatet av rehabilitert trehus, beregninger som er utført for å sikre at konstruksjonen har et akseptabelt sikkerhetsnivå etter rehabilitering og tekniske løsninger som er valgt for konstruksjonen.

4.1 Presentasjon av rehabilitert konstruksjon

Rehabilitert konstruksjon er lastet inn i Google Earth, hvor det ble plassert over den eldre konstruksjonen. I Google Earth kan man ikke fjerne konstruksjoner, slik at eksisterende konstruksjon kan skimtes gjennom vinduene til ny modell.

Modellen ble tegnet i Sketchup 2021, med riktig målsatte avstander på eksisterende konstruksjon. Målene ble tatt i forbindelse med etterisolering av en av husets sider.



Bilde 8, rehabilitert konstruksjon sett fra nord i Google Earth



Bilde 9, rehabilitert konstruksjon sett fra nord ovenfra i Google Earth

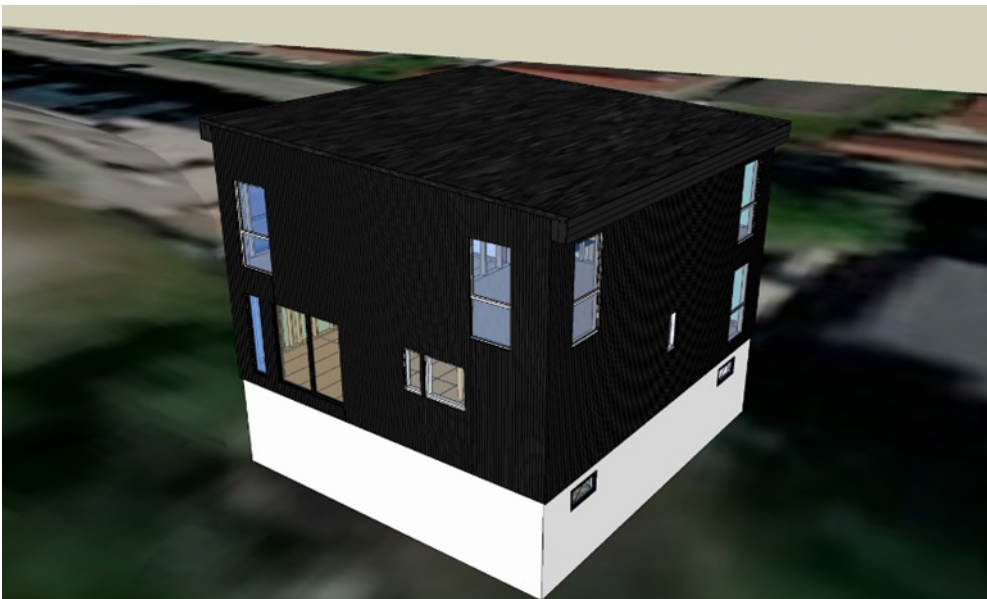
4.1.1 Skisser av fasaden

I dette kapittelet presenteres skisser av fasaden fra alle fire sider - nord, sør, øst og vest - som viser detaljer i bygningens utvendige utseende. Skissene er laget med stor nøyaktighet og gir et realistisk inntrykk av fasaden.

Sør-siden av huset. Her er det satt inn skyvedør i første etasje, og gjort endringer med fasaden. Endringen er utbygging av en innvendig terrassedel. Nå går veggen i ett hele veien, og arealet av stue er økt. Vinduene i andre etasje er identiske. Det sto en eldre terrasse i andre etasje som var i dårlig forfatning og ble revet, og det er planlagt å erstatte denne. Dette er ikke med i resultatet.

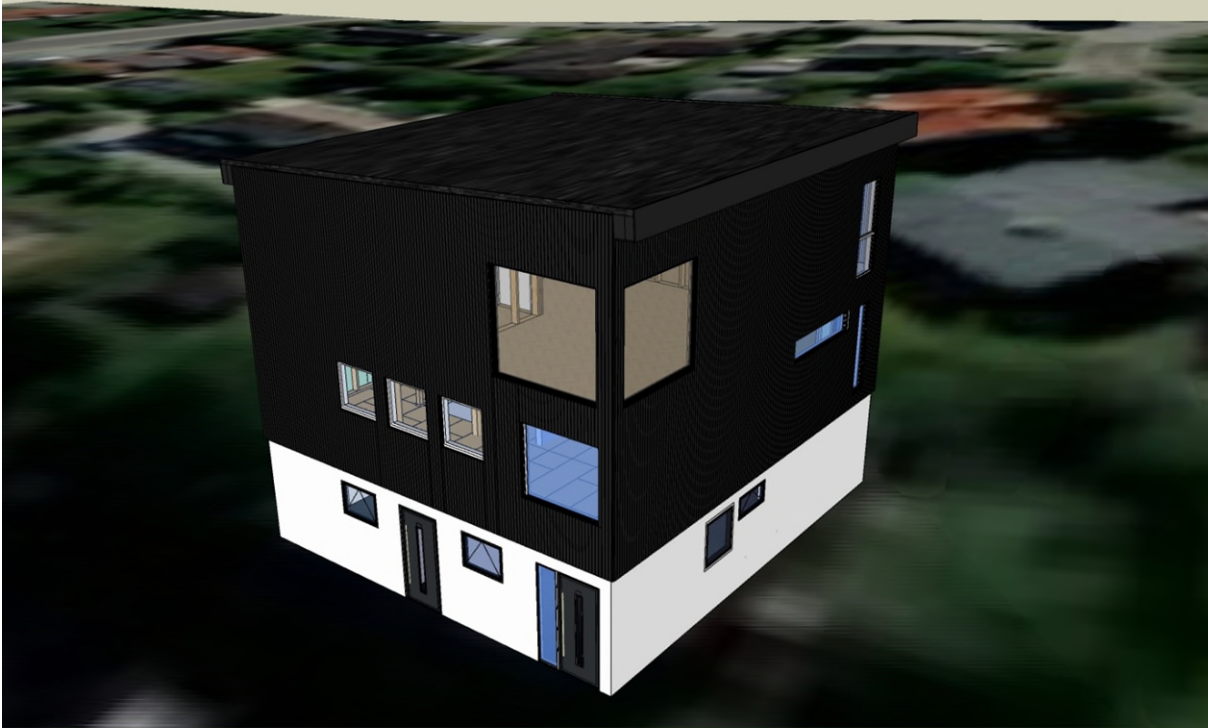


Bilde 10, rehabilitert konstruksjon i SketchUp Pro 2021 sett fra sør.



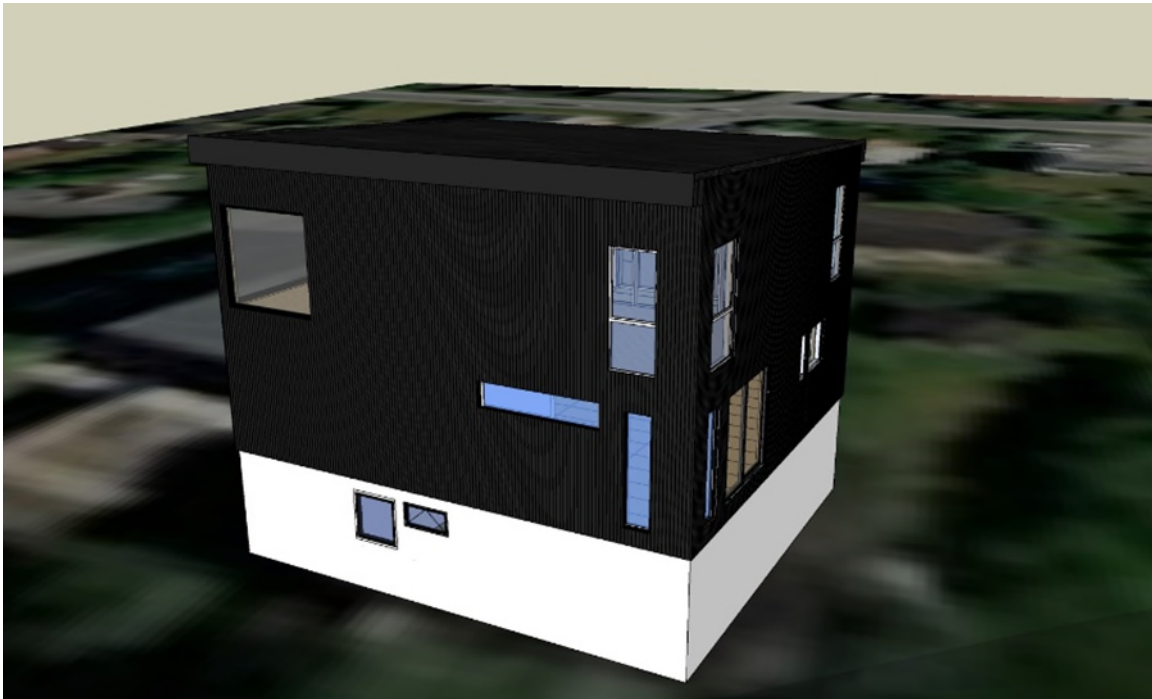
Bilde 11, rehabilitering konstruksjon i sketchup sett fra sør, men sett ovenfra i SketchUp Pro 2021

På nordsiden av bygningen har fasaden holdt sitt eldre utseendet. Dette betyr at originale vinduer står montert på samme sted. Denne siden av huset er fronten, altså det man ser fra veien huset står på. Fronten er gitt et rent og mer moderne inntrykk.



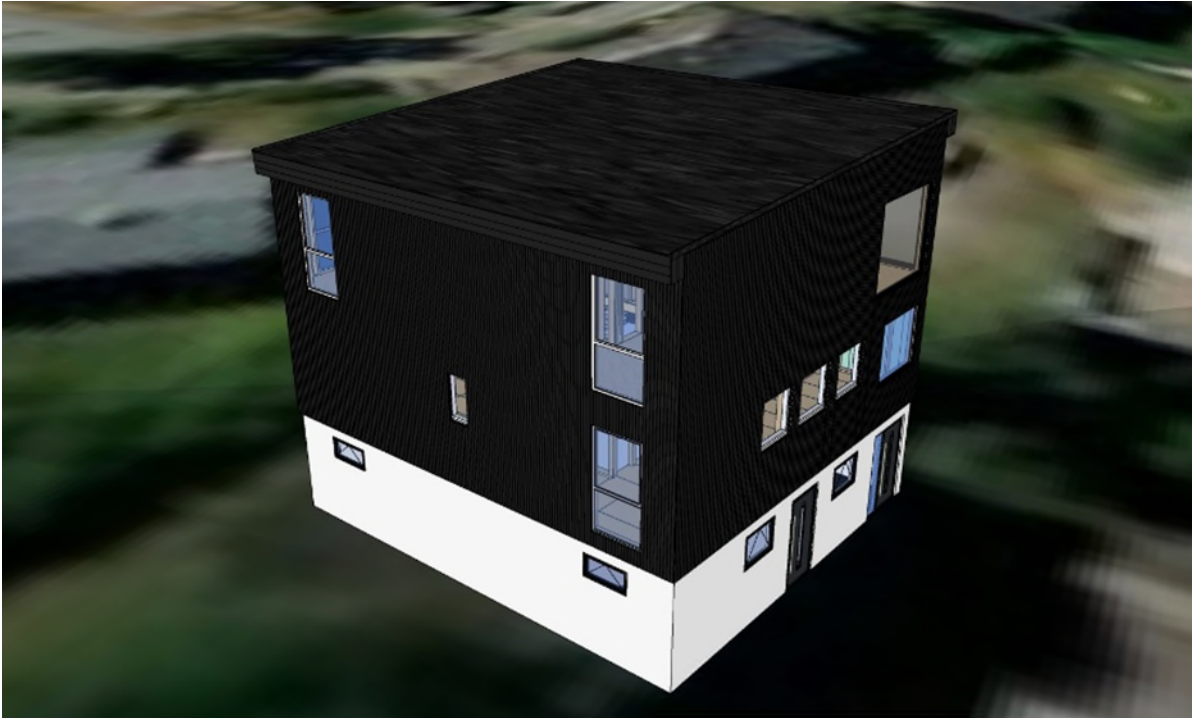
Bilde 12, sidevisning av rehabilitert konstruksjon i SketchUp Pro 2021

På østsiden av bygningen ser vi en fasade som er preget av loddrette og horisontale vinduer. Denne siden av fasaden ble endret vesentlig. Her var det tidligere en terrassedør og et stort vindu der hvor det smale horisontale vinduet var. Vinduet som sto i tidligere, var 2500mm bredt og 1600 mm høyt. Det gamle vinduet ga kun innsyn fra en trafikkert sti som går like ved. I skissen er gammel terrassedør fjernet og vinduet redusert. På østsiden finnes det høyeste punktet på huset, som er toppen av pulttaket.



Bilde 13, sidevisning av rehabilitert konstruksjon i SketchUp Pro 2021

På vestsiden av bygningen er fasaden fra første etasje behold tilnærmet lik som gammelt hus. Vinduet i første etasje ble erstattet med identiske som er i andre etasje. Det laveste punktet er på denne siden av huset. Takrenne er ikke tegnet inn, men denne vil gå på høyre side og ned i eget taknedavløp.



Bilde 14, sidevisning av rehabilitert konstruksjon i SketchUp Pro 2021

4.1.2 Kjeller

Kjelleren i bygningen utgjør en viktig del av konstruksjonen, og er av stor betydning for den totale bruksflaten i bygget. Kjelleren er original og har ikke blitt forsterket på noen måte. Bygningen er konstruert på eksisterende ringmur, med bæring i første etasje og etasjeskille mellom første og andre etasje. Det er en støttemur som går fra kjelleren, gjennom første etasje og støtter en stålbjelke som går i etasjeskillere mellom første og andre etasje. Denne veggen er beholdt som et ledd i støtte av konstruksjonen.

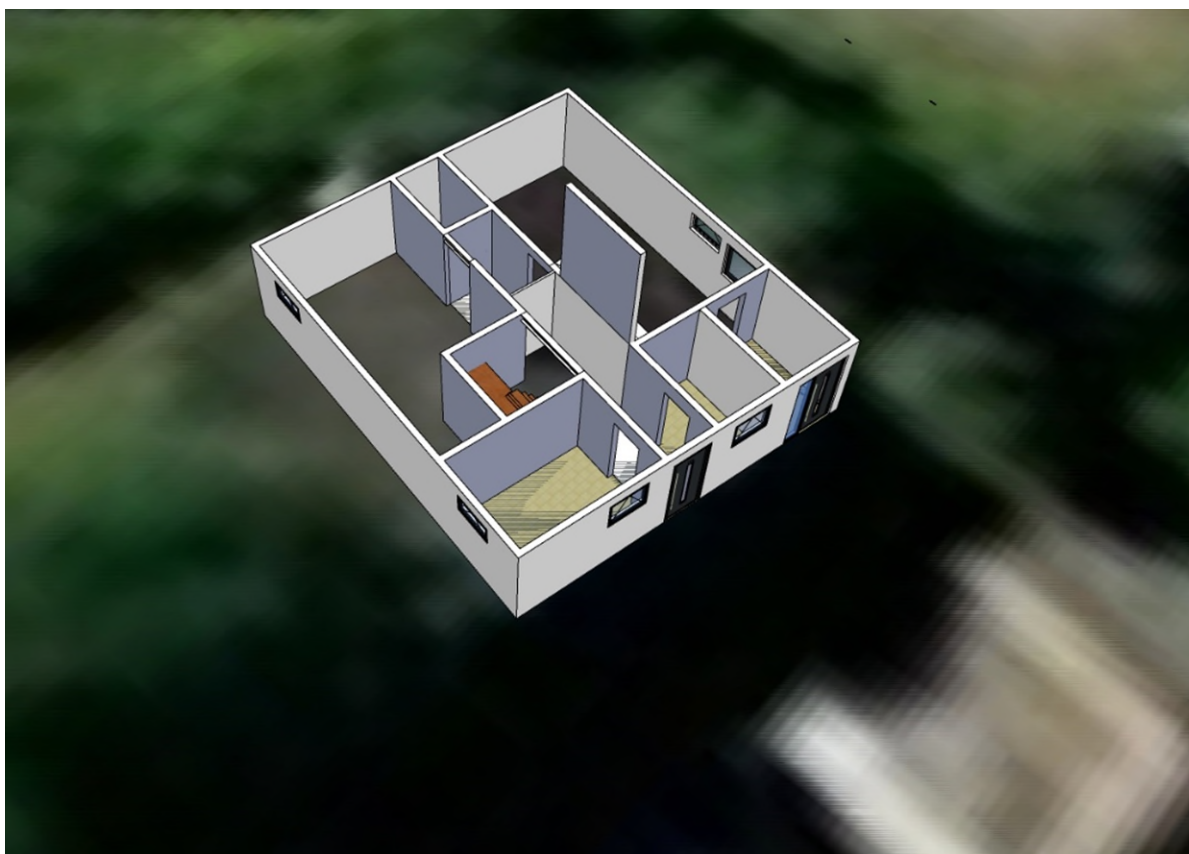
For å sikre god drenering er det installert ny drenering rundt bygningen, og dreneringen er senket slik at den ligger 350 mm under laveste punkt i kjelleren. Dette bidrar til å beskytte bygget mot fukt og fuktskader, og sikrer en tørr og trygg kjeller.

I tillegg er det tatt hensyn til radon i kjelleren. Radonnivået i kjelleren er målt til 1/10 av tillatte verdier, og det er derfor ikke iverksatt noen ytterligere tiltak for å redusere radonnivået.

For å utnytte kjelleren til boligformål, er det satt inn en ny dør på fasaden mot nord. Denne døren gir tilgang til en planlagt utleieleilighet som vil oppta 2/3 av arealet i kjelleren. Det er gjort tiltak for å sikre god isolasjon i grunnmuren ved å etterisolere med 100 mm XPS-plater i forbindelse med drenering. Dette bidrar til å redusere varmetapet fra bygget, og gir en bedre innendørs komfort.

I himling på utleiedel i kjeller er det stivet av med nye 48x198 som går på parallelt med etasjeskillere. De nye bjelkene ble skrudd fast i eksisterende gulvbjelker. Himlingen ble senket med lydreduserende bøylere, og to lag med gips for å øke brannsikkerheten og samtidig fungere som ekstra lydreduksjon mellom utleiedel og hoveddel.

Nedenfor er en skisse av hvordan kjelleren er utformet.



Bilde 15, planskisse kjeller i SketchUp Pro 2021

4.1.3 Første etasje

I første etasje er bæringen ivaretatt av en limtretrager og en I-bjelke av stål som går på tvers gjennom huset. I-bjelken er av ukjent kvalitet og opphav, og har et tverrsnitt på 100x100mm med 10 mm tykke vegger i steg og flens. Limtretrageren har et tverrsnitt på 300 mm høy og 150 mm bred.

Etasjeskillebjelkene har et tverrsnitt på 200 mm høy og 100 mm bred, og er beholdt i sin originale stand. For å sikre stabiliteten i bjelkene, er det lagt inn kubbing i alle ender. Kubbingen bidrar til gaffellagring i begge ender som skal motstå vipning.

I veggene er stenderne 100 mm x 70 mm og har en høyde på 2400 mm. Både bunnsvill og toppsvill er 30 mm x 100 mm. For å øke sikkerheten ble det satt inn ekstra støtte ved å skru fast en 48 x 148 på siden av eksisterende stender helt inntil for å ta opp krefter fra den gamle stenderen. Det ble festet en 30 mm x 48 mm langs med bunn og toppsvill på innvendig side. Dette var for å gi understøtte til de nye ekstra stendere som skal fungere som sikkerhet. Dette bidro også til å legge til 50 mm ekstra

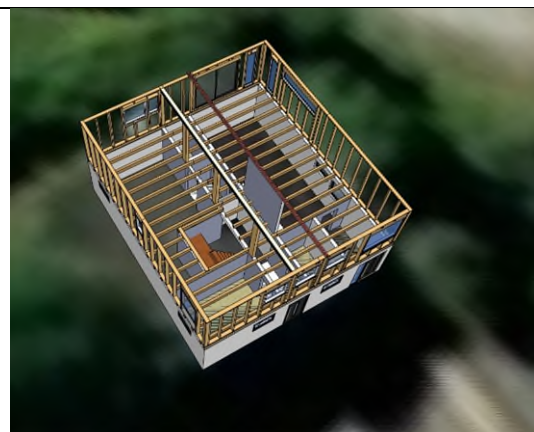
isolasjon i ytterveggene og forsterket samtidig stenderne. I sum bidro forsterkningen til økt stabilitet i konstruksjonen og bedre isolasjonsevne. Alle stenderne er av kvaliteten c24.

På ytterveggene er det på utsiden utvendig gips (GU), 11x36 vertikalt og 30x48 horisontalt for å sørge for lufting og kledning av typen dobbelfals med rett spor.

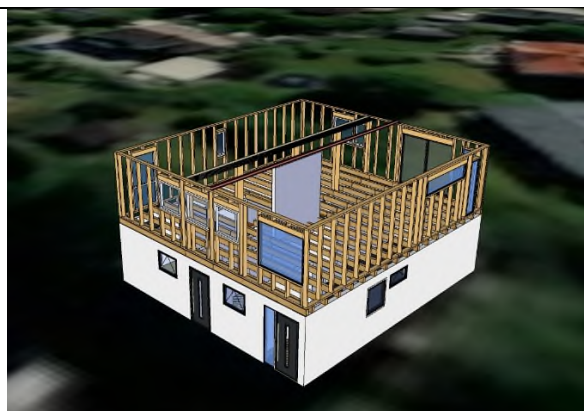
Trappen er original og gjenbrukt. All bæring til trappen er behold originalt.

Bæringen som er over vindu ble ikke endret på, og er original. Disse bæringene er primært målt til å være 300 mm høy og 100 mm bred, med varierende avstand i forhold til lysåpning i vindu.

På sør-siden er det bygget ut slik at gammel terrasse fjernes, og man øker gulvarealet av stue som nevnt innledningsvis.



Bæring sett ovenfra nord/sør-hjørnet



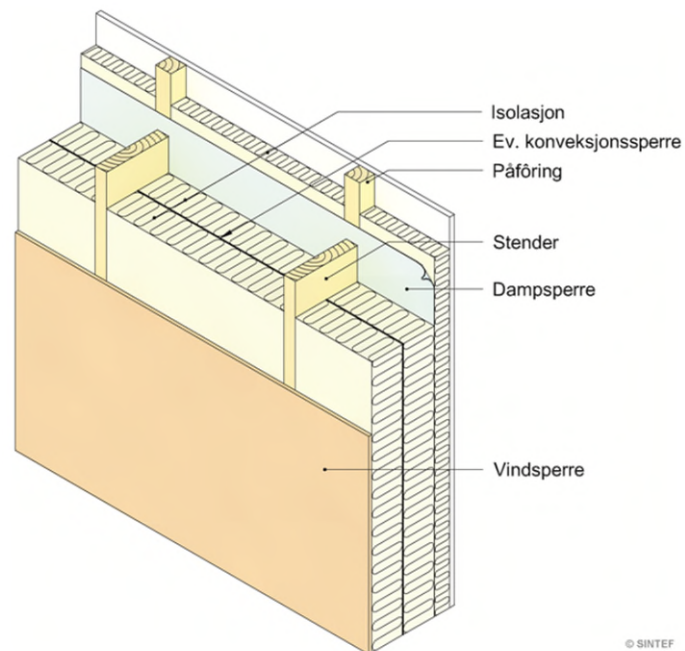
Bæring sett ovenfra fra nord/vest side





Tabell 24 bilder av konstruksjonen i SketchUp Pro 2021

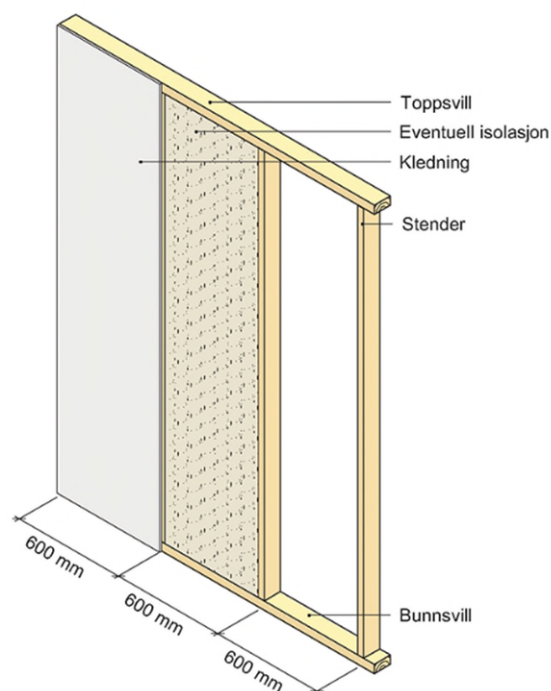
Byggdetaljer i ytterveggene:



Figur 29, oppbygging av yttervegger i rehabilitert konstruksjon

Figur 29 viser oppbyggingen av yttervegger. Dette er hentet fra Sintef byggforsk sin 523.255 (SINTEF, byggforskserien, 2020) - Yttervegger av bindingsverk.

Ikke-bærende skillevegger. Disse skal lages av tre, og oppbyggingen følger 524.213 - Innervegger med tre stendere (SINTEF, byggforskserien, 2015)



Figur 30, oppbygging av skillevegger rehabilitert konstruksjon

Det kommer også en mer detaljert presentasjon av tekniske løsninger under kapittel 4.3.

4.1.4 Andre etasje

I andre etasje av rehabiliteringsprosjektet som beskrives, har eksisterende bærekonstruksjoner fra første etasje blitt videreført. På gulvet ligger sponplater som fungerer som et bærende undergulv og er spesielt utformet for å kunne benyttes på både trebjelkelag og tilfarere, med not og fjær på alle fire sider.

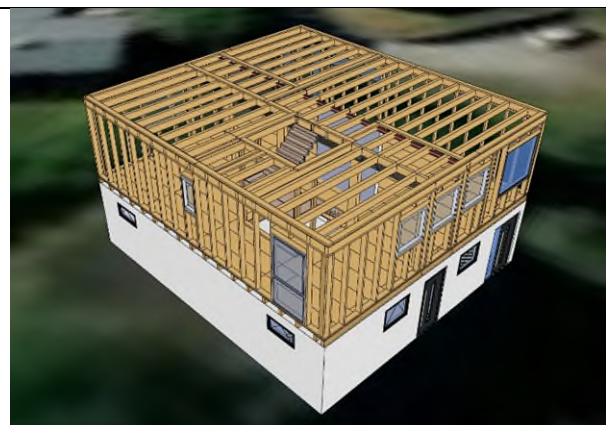
Topp og bunnsvillene som utgjør strukturen i bærevegger er konstruksjonsvirke med kvalitet C24, og dimensjonene 48x148. Veggstenderne er strategisk plassert for å overføre krefter nedover i konstruksjonen til underliggende bærende strukturer i første etasje og helt ned i kjelleren.

Veggstenderne er konstruksjonsvirke med kvaliteten C24, og har en dimensjon på 73x148 med en senteravstand på 600 mm i yttervegger og bærende vegger innvendig. Stendere på innvendig vegger som ikke er bærende består av konstruksjonsvirke med kvalitet c24 og en dimensjon på 48x148.

Over vinduet er det lagt inn tilpasset bæring for å ta opp de kreftene som takkonstruksjonen. I de to største vinduene mot nord og øst, er en limtretrager som er 300 mm høy, 140 mm bred og lengde på 2200 mm.

Etasjen er delt inn i tre soverom, et lite bad og et større felles oppholdsrom.

I rehabiliteringsprosessen har det også blitt lagt inn ekstra bæring i alle ytterhjørnene av konstruksjonen, samt i hjørnene av bærende vegger, for å sikre en kraftig og stabil struktur.



Bæring sett ovenfra nord/sør hjørnet



Bæring sett ovenfra fra nord/vest side



Bæring med gulvspan sett ovenfra fra nord/vest side



Bæring med gulvspan sett ovenfra nord/sør hjørnet



Bærende veggstendere sett ovenfra øst-siden. Innsatt limtre dager for å støtte opp taksperrer.



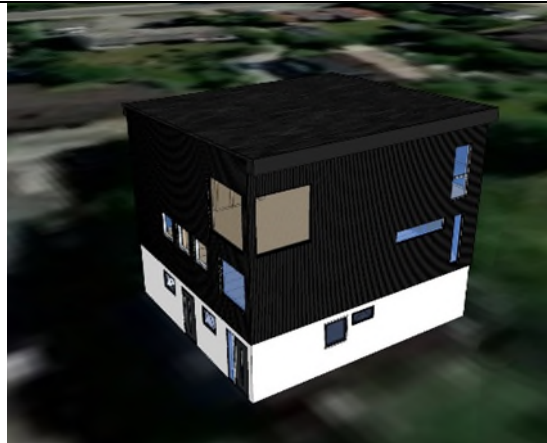
Bærende veggstendere sett ovenfra nord/sør hjørnet.

Tabell 25, resultater fra Sketchup Pro 2021

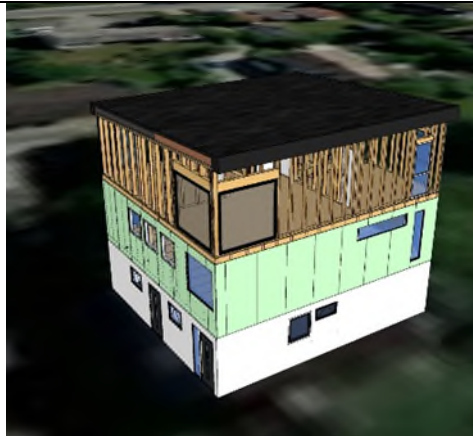
4.1.5 Takkonstruksjon

Takets byggemetode er en konstruksjonsmetode som er vanlig for pulttak. Taket er utført som et kompakt tak, og har en helning på 3 grader. Takets fall er utformet i henhold til preakseptert løsning fra byggforskserien, (SINTEF - byggforskserien, 2018) slik at alt smeltevann og regn kan renne av taket. Takets bæring er utført med I-bjelker med en dimensjon på 350 mm høy, og det er stegavstivning (kubbing) i alle opplegg. Taksperrene stikker 400 mm ut fra ytterveggene på den høyeste siden, og 300 mm på den laveste siden.

Takets materialer er nøye valgt for å gi en holdbar konstruksjon. Dessuten er I-bjelkens egenskaper fordelaktig da forholdet mellom egenvekt og styrke er gunstig. Takets belegg består av et diffusjonsåpent underlagsbelegg, og ytterligere en taktekking av takpapp som gir taket en klassisk og tradisjonell utseende. Takets struktur og materialvalg gir det en solid og pålitelig konstruksjon som er i stand til å håndtere forskjellige typer belastninger som kan oppstå, slik som vekt fra snø, vind og regn.



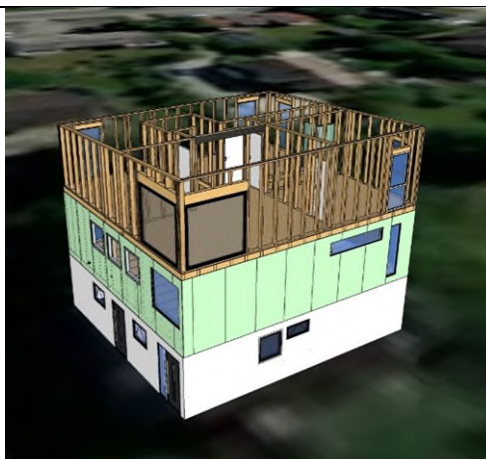
Husets fasade med alle detaljer, sett fra nord/øst



Husets fasade uten kledning, sett fra nord/øst



Husets fasade uten kledning, og tak-detalljer, sett fra nord/øst



Husets fasade uten kledning, tak-detalljer og taksperer sett fra nord/øst



Husets fasade sett fra nord med alle detaljer



Husets fasade sett fra nord uten kledning



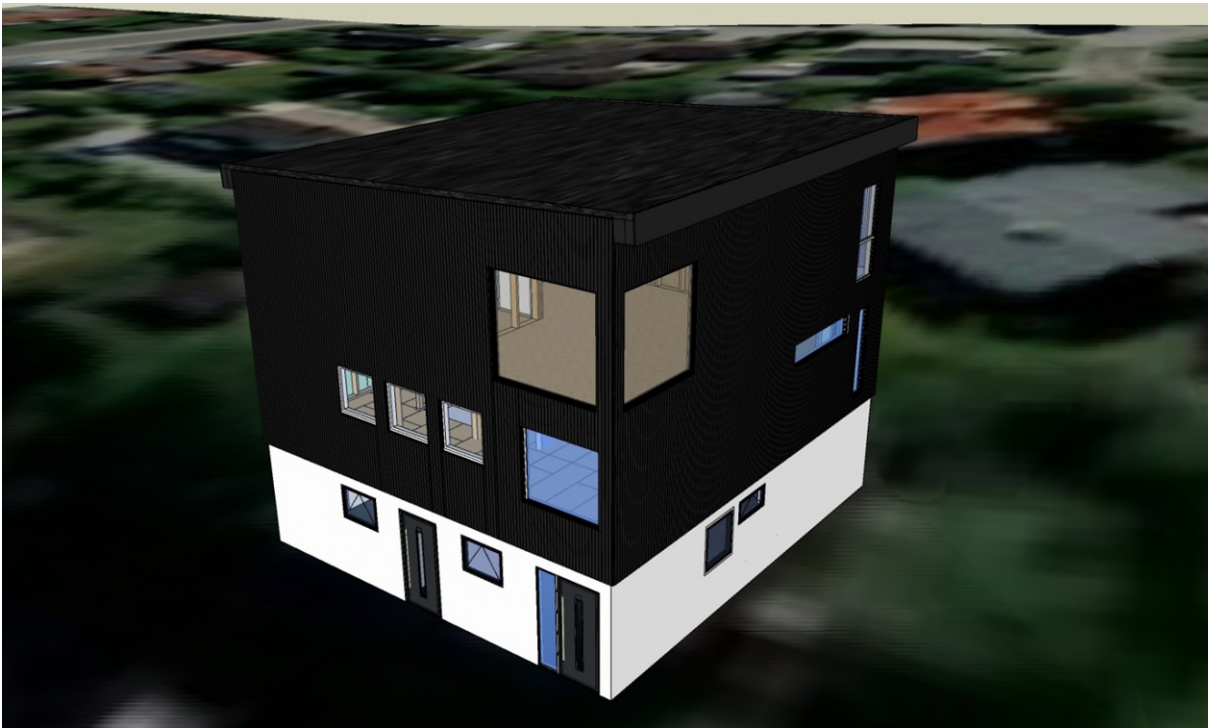
Husets fasade sett fra nord uten kledning og tak-detaljer



Husets fasade sett fra nord uten kledning, tak-detaljer og taksperrer

Tabell 26, konstruksjonens tak og takdetaljer i Sketchup Pro 2021

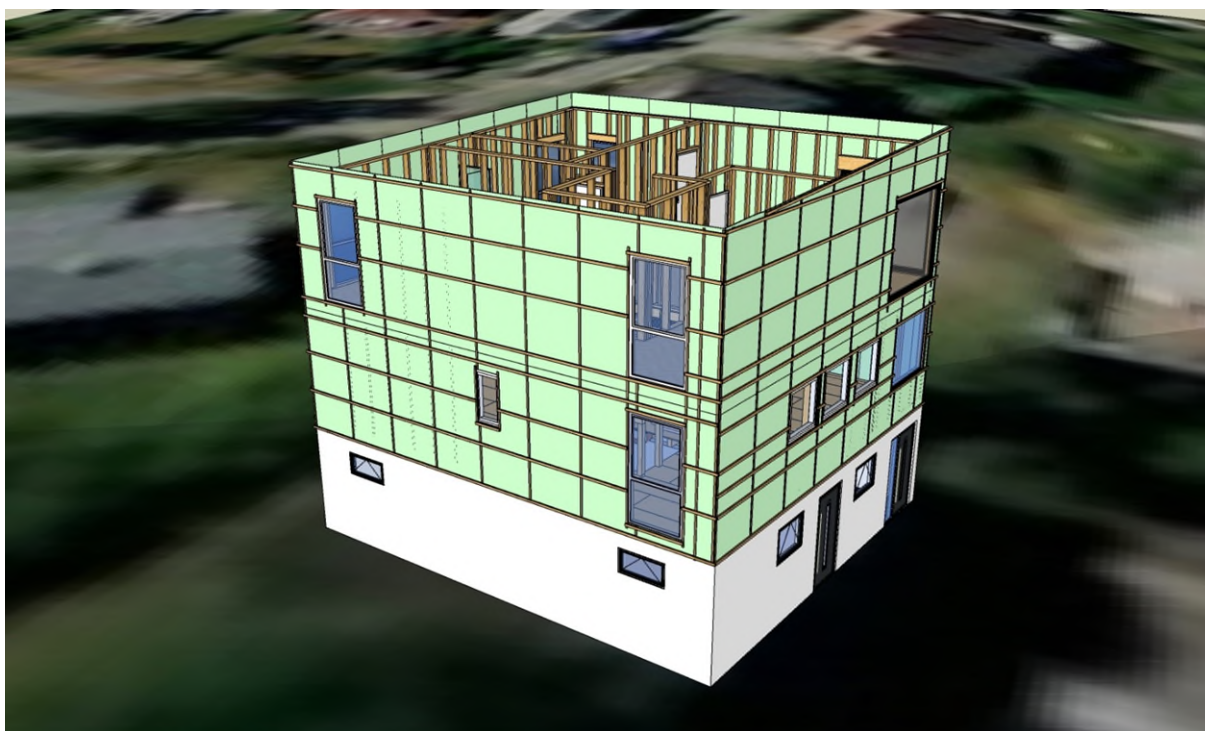
4.1.6 Oppbygging av yttervegger og fasade



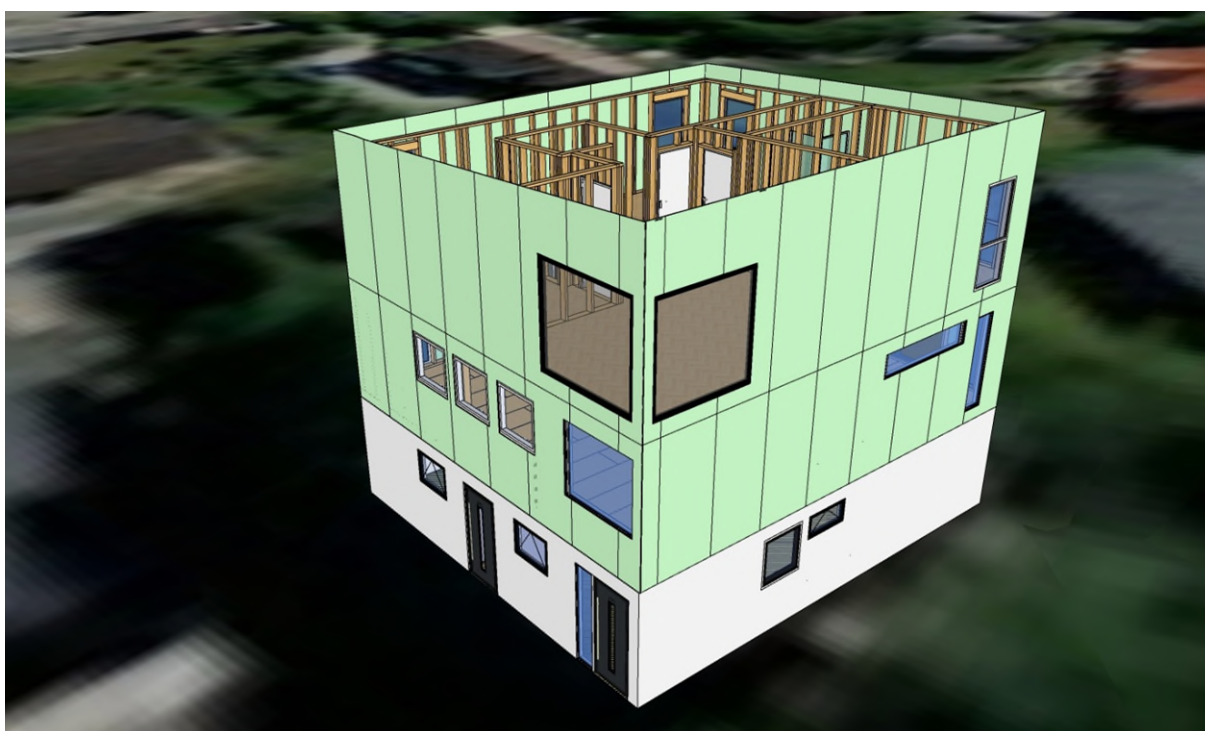
Bilde 16, ferdig rehabilitert konstruksjon i Sketchup Pro 2021



Bilde 17, ferdig rehabilitert konstruksjon fra siden i Sketchup Pro 2021



Bilde 18, av konstruksjonen med utvendig gips, og lekting på i Sketchup Pro 2021



Bilde 19, konstruksjonen med utvendig vindsperrgips i Sketchup Pro 2021



Bilde 20, oppbygging av rehabilitert konstruksjon - uten kledning i Sketchup Pro 2021

4.2 Beregninger i forbindelse med rehabiliteringen

Beregningene ble utført i overensstemmelse med kravene fra eurokodene som er relevante.

4.2.1 Takkonstruksjon 2.etg

Forutsetninger for laster på taket er følgende:

Last	Størrelse
Egenlast fra takflate	<p>I-bjelke:</p> <p>SJ45 H450 4.2 kg/lm – 0.041 kN/m</p> <p>SJ60 H350mm 4.8 kg/lm – 0.047 kN/m</p> <p>SJ90 H350mm 6.2 kg/lm – 0.06 kN/m</p> <p>Takplate Innvendig og utvendig*: Fra Tabell A.3, NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019, OSB 7.0 kN/m³, 22mm tykkelse.</p> $7.0 \frac{kN}{m^3} \cdot 0.022 m \cdot 0.6 m = 9.06 \cdot 10^{-4} kN/m \text{ cc600}$ $7.0 \frac{kN}{m^3} \cdot 0.022 m \cdot 0.3 m = 4.53 \cdot 10^{-4} kN/m \text{ cc300}$ <p>Takbelegg:</p> <p>Isola Selvbygger 3 °</p> <p>5.28 kg/m² : 0.052 kN/m² (20 cm overlapp)</p> $0.052 kN/m^2 \cdot 0.3 = 0.015 kN/m \text{ cc300}$ $0.052 kN/m^2 \cdot 0.6m = 0.0312 \text{ cc600}$ <p>Sum egenlast:</p>

	<p>For bjelker med cc 300 mm: (SJ90 H350mm)</p> $0.06 + 4.53 \cdot 10^{-4} + 4.53 \cdot 10^{-4} + 0.015 = 0.075 \text{ kN/m}$ <p>For bjelker med cc 600 mm: (SJ60 H350mm)</p> $0.047 + 9.06 \cdot 10^{-4} + 9.06 \cdot 10^{-4} + 0.0312 = 0.08 \text{ kN/m}$
Nyttelaster	<p>Tak, helning mindre enn 20°, NA6.3.4.2, tabell NA.6.10 – nyttelaster på tak for kategori H i NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019 : 0.75 kN/m²</p>
Snølast	$s_{k,0} = 3.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0.8 = 2.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ <p>Snølast cc 300: $0.3 \text{ m} \cdot 2.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0.84 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$</p> <p>Snølast cc 600: $0.6 \text{ m} \cdot 2.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 1.68 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$</p>
Vindlaster	<p>Vindlastdata: Disse dataene ble beregnet i fokus konstruksjon.</p> $v_b = 26 \frac{\text{m}}{\text{s}}$ $q(9 \text{ m})_p = 0.71 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ <p><i>Taksperrens areal:</i></p> <p><i>Cc600: $0.6 \text{ m} \cdot 9 \text{ m} = 5.4 \text{ m}^2$</i></p> <p><i>Pulttak 3°.</i></p> <p><i>Utrekning på bjelke følger av fokus konstruksjon. Se vedlegg «Tak sperre 1 stk cc 600 lengde 4000mm»</i></p>

*I henhold til byggforsk 525.861 Taktro av trebaserte plater eller bord

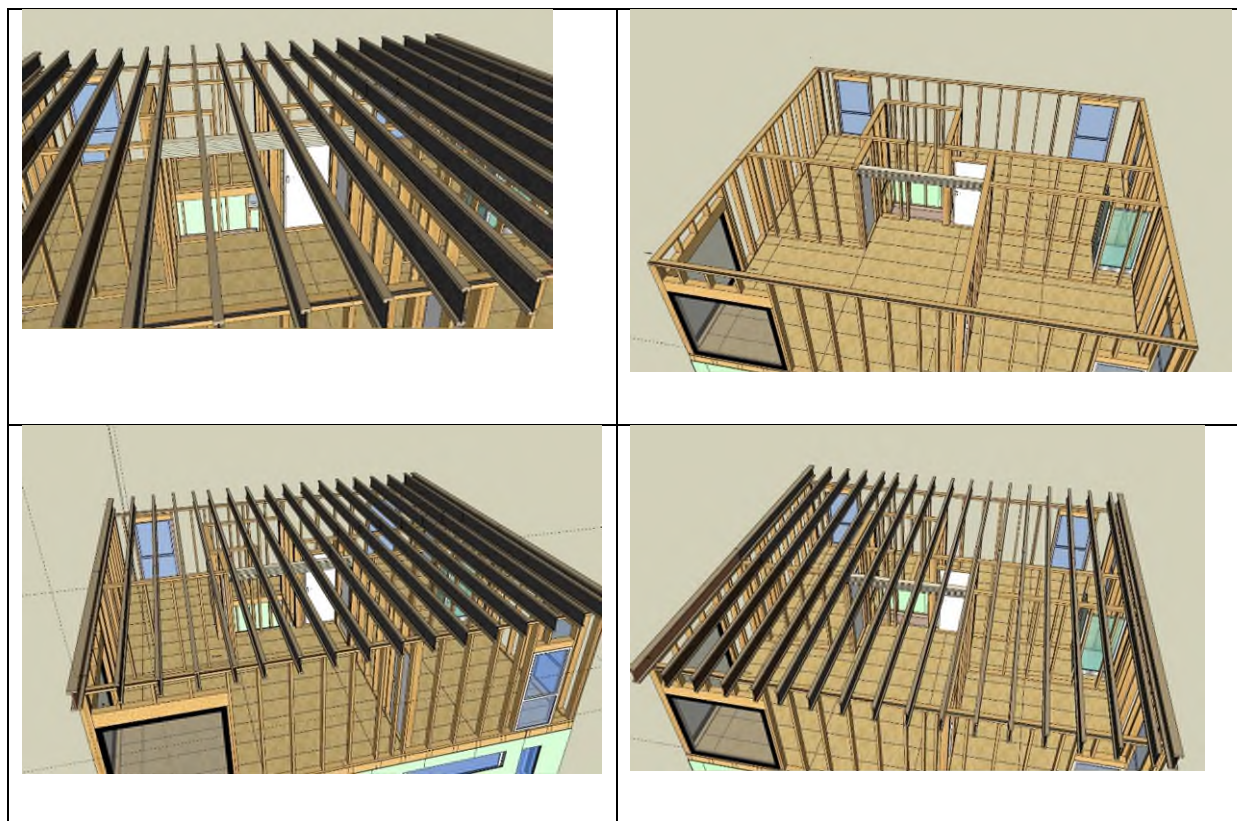
Tabell 27, laster som er benyttet i beregningene i rehabilitert konstruksjon

Lastene som ble benyttet er:

$$\begin{aligned}q_d &= 1.2 \cdot 0.06 \text{ kN/m} + 1.5 \cdot 1.68 \text{ kN/m} + 0.9 \cdot -0.51 \text{ kN/m} (-0.26 \text{ kN/m}) + 1.5 \\ &\cdot 0.45 \text{ kN/m} (1.2 \text{ egen} + 1.5 \text{ snølast} + 0.9 \text{ vind} + 1.5 \text{ nyttelast}) \\ &= 2.808 \text{ kN/m} (3.022 \text{ kN/m})\end{aligned}$$

Vindlasten oppgis i to forskjellige verdier ettersom suget varierer basert på sonen på taket.

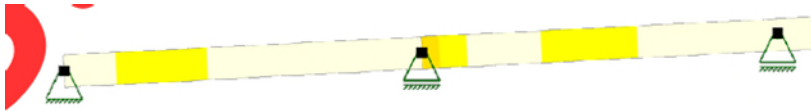
Resultat:



Tabell 28, bilder av konstruksjonsløsninger i Sketchup Pro 2021

Resultat fra beregningsprogrammet:

Knutepunktet til venstre representerer toppsvill på indre bærevegg. I midten representerer knutepunktet limtre drageren som understøtter takkonstruksjonen. Til høyre representerer knutepunktet toppsvill i yttervegg. Resultatet viser at 55% av kapasiteten til bjelken er utnyttet, med en restkapasitet på 45%.



Største kapasitetsutnyttelse: 55,00 % (EN 1995-1-1 9.1.1 (9.3))

Bilde 21, kapasitetsutnyttelse takspærre i Fokus Konstruksjon 3D

Opplagerkrefter:

Knutepunktet til venstre som representerer toppsvill fikk en opplagerkraft på 1.17 kN. Knutepunktet i midten fikk en opplagerkraft på 3.75 kN. Knutepunktet til høyre i yttervegg fikk en opplagerkraft på 1.25 kN.

2.2. OPPLAGGSKREFTER

Nr.	X [mm]	Z [mm]	Rx [kN]	Rz [kN]	RMy [kN·m]
1 (Seg)	0	0	-0,00	1,17	0,00
1 (Seg)	3979	199	-0,00	3,75	0,00
2 (Seg)	7939	396	0,00	1,25	-0,00
Resultanter			-0,00	6,17	

Bilde 22, opplagerkrefter takspærre i Fokus Konstruksjon 3D

Største forskyvning i bjelken.

2.4.1. Forskyvning

Stue

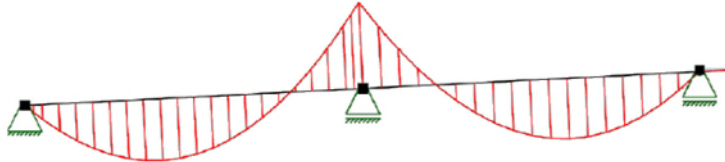


Største forskyvning: 1,7 mm

Bilde 23, største forskyvning taksperre i Fokus Konstruksjon 3D

Moment – fordelt på segmenter.

2.4.2. Moment - segmenter



Største moment: 1,34 kN·m

Bilde 24, største moment taksperre i Fokus Konstruksjon 3D

on

Aksialkraften i bjelken

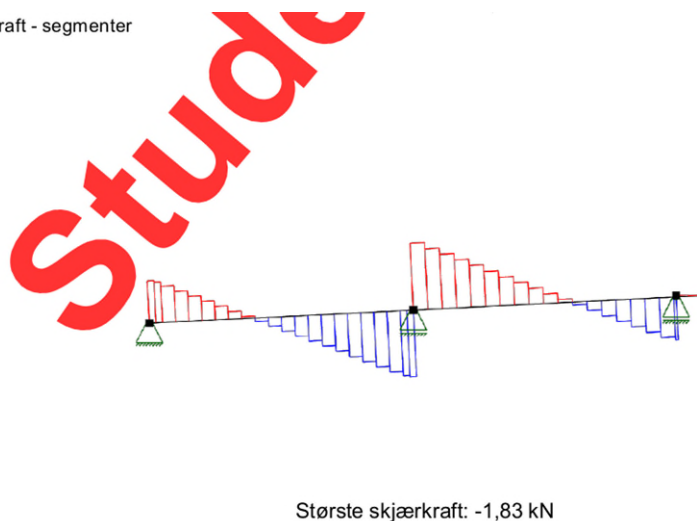
2.4.3. Aksialkraft - segmenter



Bilde 25, største aksialkraft takspærre i Fokus Konstruksjon 3D

Største skjærkraften

2.4.4. Skjærkraft - segmenter

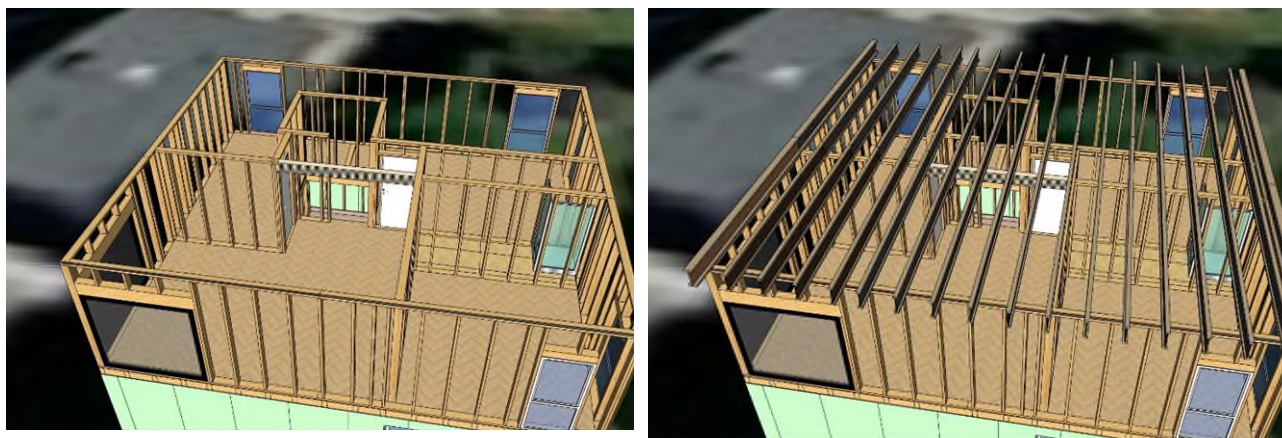


Bilde 26, største skjærkraft takspærre i Fokus Konstruksjon 3D

Løsningen som ble valgt for takbjelker er av typen I-bjelker. I-bjelken fra Hunton ble undersøkt, med dimensjonen SJ90 H350mm. Det lengste spennet er på 4000 mm. Alle beregninger viser at bjelken er akseptabel å bruke som takspærre. Disse ble skjøtet med en egnet metode beskrevet av leverandøren.

Taktypen er definert som pulttak, med 3 graders fall. Skissen nedenfor viser hvordan takbjelkene er fordelt over konstruksjonen.

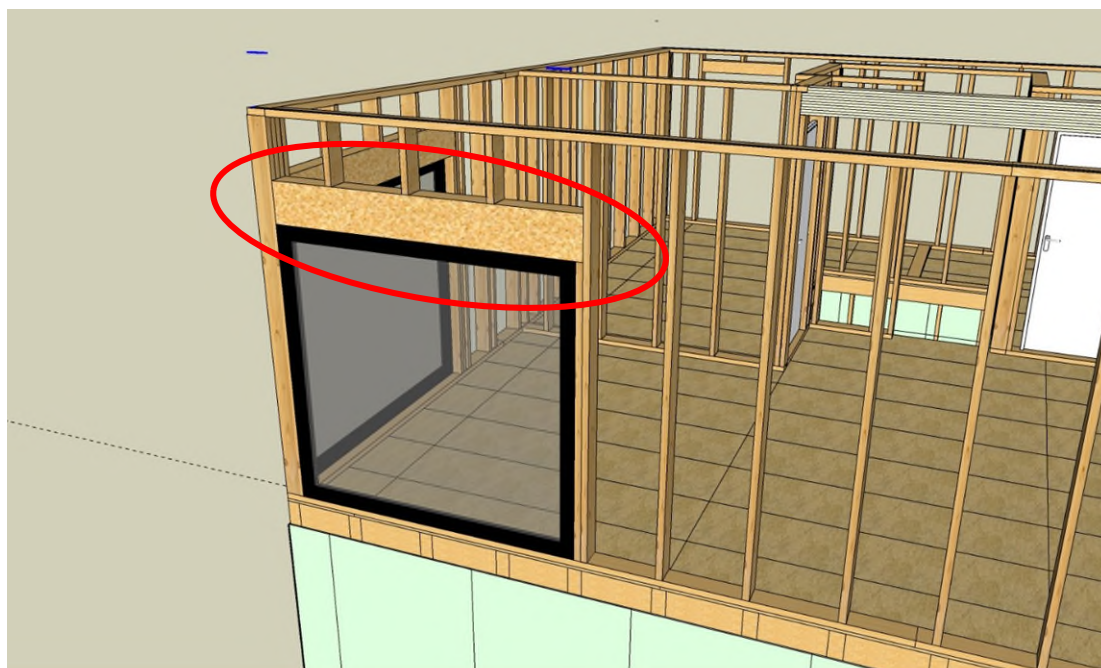
Bildet nedenfor viser resultatet av taket med og uten taksperrer.



Bilde 27, resultat av tak uten og med taksperrer i Sketchup Pro 2021

4.2.2 Bærende bjelker over vinduer 2.etg

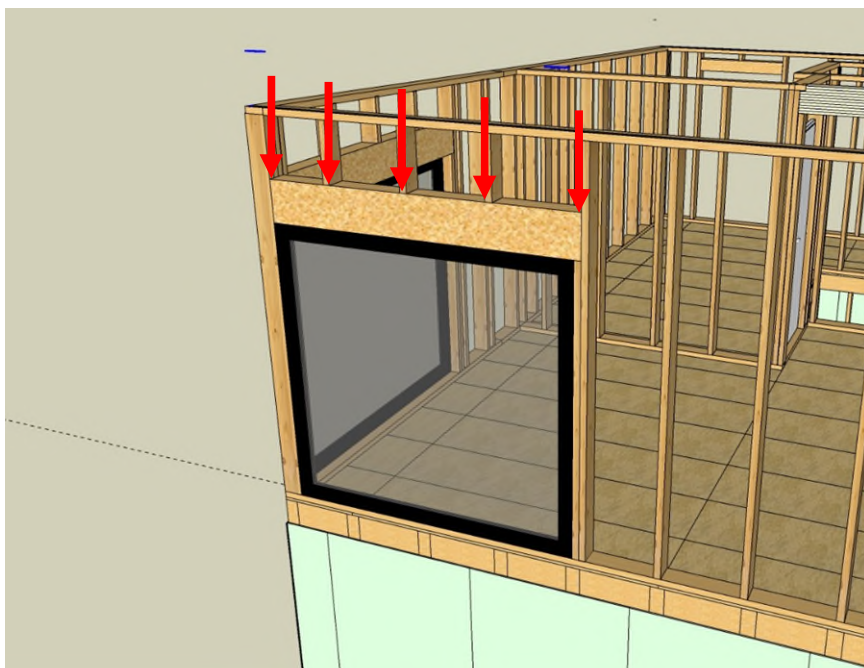
Det er vinduer på alle flatene av huset. For å undersøke om ytterveggene og spesielt drageren som er plassert over vinduet var riktig dimensjonert, ble det undersøkt om en limtre drager kunne plasseres der, og finne riktig dimensjon. Bilde 31 viser hvilken drager som ble undersøkt



Bilde 28, viser uttak av komponent for analyse, limtre drager over vinduet i Sketchup Pro 2021

Resultater:

Laster: Lastene som står på bjelken er punktlaster fra taksperrene. Disse ble beregnet til å være 1.25 kN. En pil nedenfor i skissen representerer en last på 1.25 kN som kommer fra egenlasten og nyttelasten primært fra takkonstruksjonen.



Bilde 29, lastbilde over vinduet på limtretrager i Sketchup Pro 2021

Resultat ved testing av Limtre 140x133 (GL30c, Limtre):

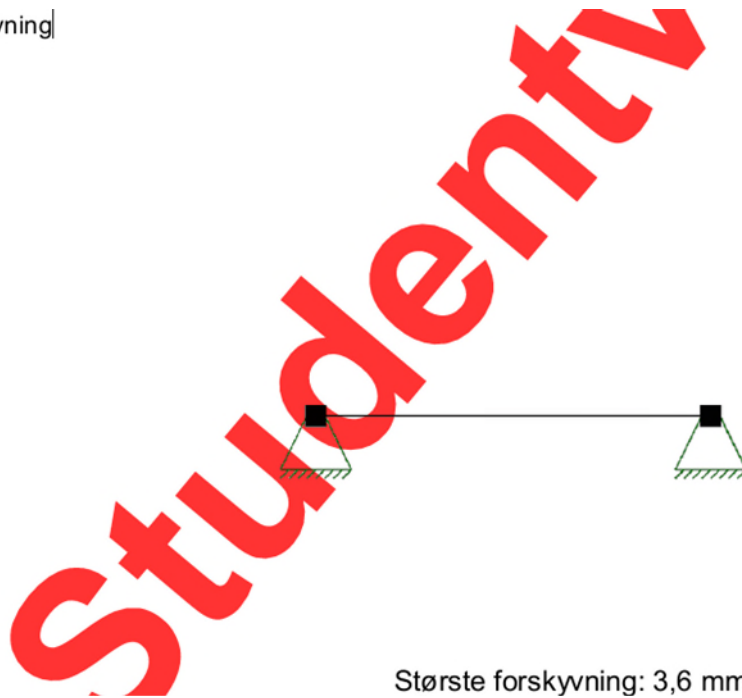


Største kapasitetsutnyttelse: 12,81 % (EN 1995-1-1 6.3.3 (6.33))

Bilde 30, resultat av kapasitetsutnyttelsen på limtre over vindu i 2.etg i Fokus Konstruksjon 3D

Største forskyvning (nedbøyning):

2.6.1. Forskyvning

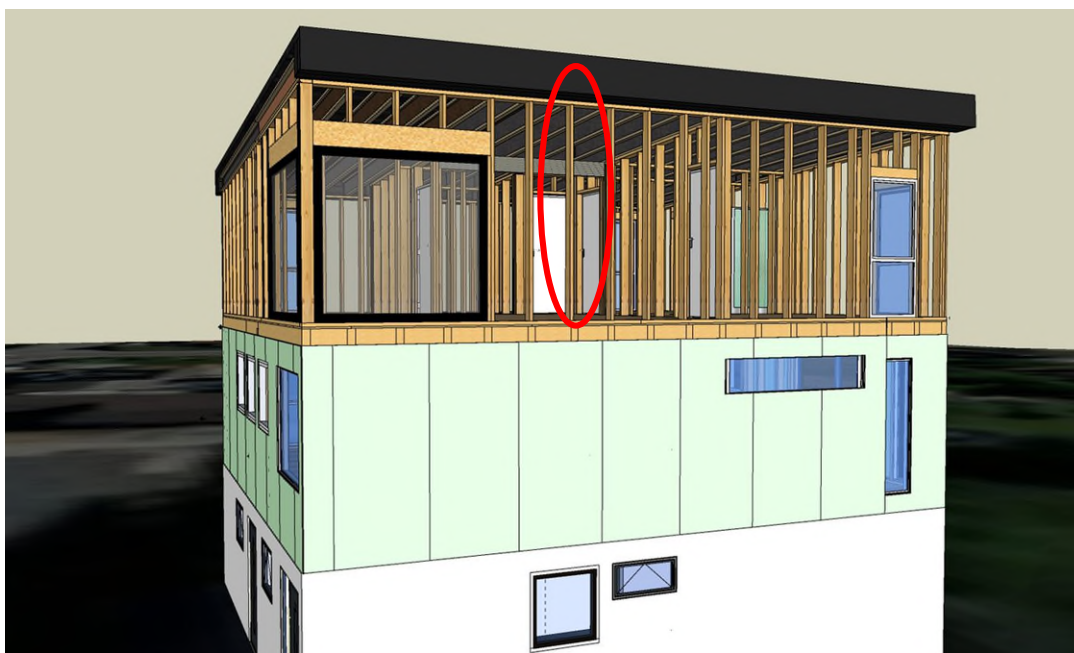


Bilde 31, største forskyvning på limredrager over vinduet i Fokus Konstruksjon 3D

Forskyvningen er innenfor anbefalte verdier gitt i EK5-1-1, som er OK. Forskyvning sjekkes fordi denne må være stiv nok så den ikke trykker på vinduet. Spalten over vindu er 10mm.

4.2.3 Stender i yttervegg 2.etg

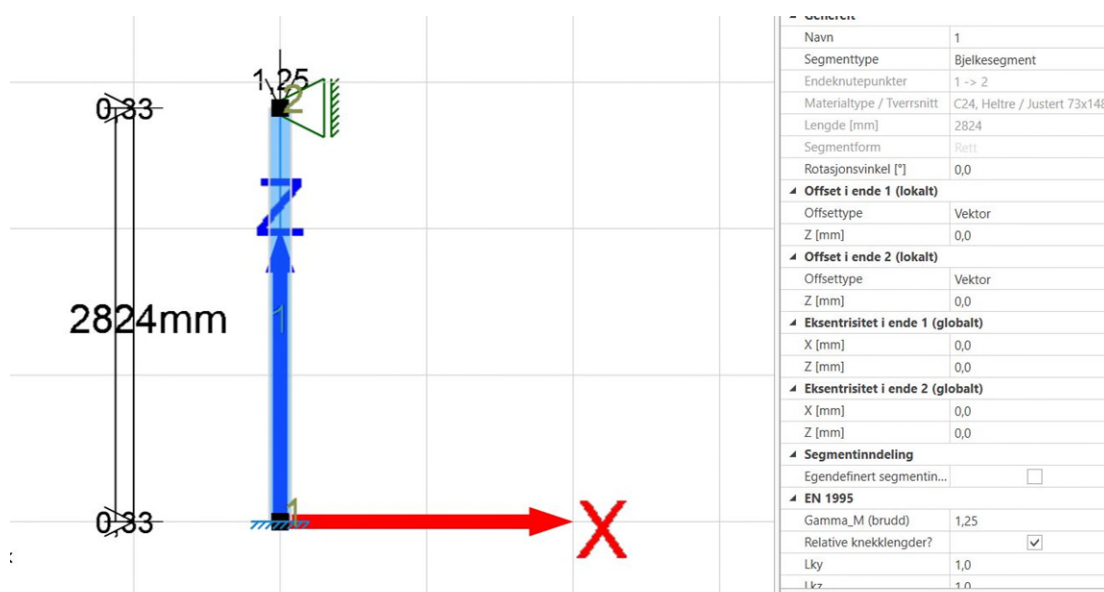
I teorien er det beskrevet at desto lengre knekk lengden er, jo mindre knekkapasitet til stenderen/søylen ha. I resultatet ble det undersøkt søyler på veggen som hadde lengst knekk lengde. Lengden på søylen er 2824 mm målt fra bunnsvill til toppsvill. Den innspent i bunn og topp.



Bilde 32, viser uttak av veggkomponent for analyse i Sketchup Pro 2021

Skissen ser slik ut fra beregningsprogram:

Lastene som virker på konstruksjonen, er 1.25kN i punktlasten. Denne inkluderer dominerende snølast, og vindlaster. Dette tilsvarer 127 kg som søylen skal understøtte. Punktlasten vil etter all sannsynlighet ikke oppnå 1.25 kN ettersom snø vil blåse bort dersom vindretningen står rett på bygget.



Bilde 33, viser lastbildet i Fokus Konstruksjon 3D

Resultat kun med snølast:

Verdien for $f_{c,0,k}$ er $21 \frac{N}{mm^2}$ for konstruksjonsvirke med kvalitet c24. Lasten på søylen hentes ut fra vedlegget «Takkonstruksjon». Faktoren k_{mod} settes lik 0.8 (klimaklasse 2), mellom langtidslast.

$$f_{c,0,k,d} = 21 \frac{N}{mm^2} \cdot \frac{0.8}{1.25} = 13.44 \frac{N}{mm^2}$$

Knekk lengde: $L_k = 1.0 \times 2824mm = 2824mm$

$$i_y: \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{12967168}{7104}} = 42.7, i_z: \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{1363968}{7104}} = 13.8$$

Knekkingen vil skje om z-aksen, der hvor aksene er slankest og dermed svakest.

$$\lambda_i = \frac{2824}{13.8} \approx 204.6$$

$$\lambda_{rel,i} = \frac{204}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{21}{7400}} = 3.47$$

$$k_i = 0.5(0.94 + 0.2 \cdot 3.47 + 3.47^2) = 6.8$$

$$k_{cz} = \frac{1}{6.8 + \sqrt{(6.8)^2 - (3.47)^2}} = 0.079$$

$$N_{Rd} = k_{cz} \cdot f_{c,0,k,d} \cdot A = 0.079 \cdot 13.44 \cdot 7104 \approx 7.54 \text{ kN}$$

Kapasiteten til hver søyle som er 2816 mm høye er 7.54 kN. OK!

Normalspenningen:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{ed}}{A} = \frac{5440}{7104} = 0.7657 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{cz} \cdot f_{c,0,k,d}} = \frac{0.7657}{0.079 \cdot 13.44} = 0.72 \ll 1.0 \text{ OK!}$$

Resultat fra vindlastanalyse:

Vindlasten er beregnet til å være 0.33 kN/m i Fokus Konstruksjon 3D. Kapasiteten som utnyttet er beregnet til å være 0.08%. Ingen andre faktorer ble merket med rødt. Se vedlagt rapport med navn «Veggstender 2.etg – vindlast».

4.2.4 Limtre drager – Understøtter taksperrer 2.etg

For å avlaste det lengste spennet mellom yttervegg og vegg ved trappeoppløp ble det lagt inn en bærende limtre drager i taket. Denne bjelken skal støtte taksperrene. Bilder i tabell 29 viser limtre drageren:



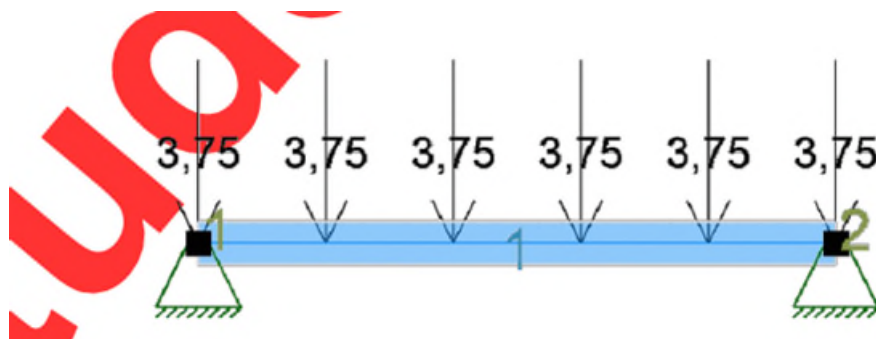
Bilde 34, limtre drager uten taksperrer i Sketchup Pro 2021



Bilde 35, limtredager med taksperrer i Sketchup Pro 2021

Punktlastene som virker på denne limtrebjelken er 3,75 kN. Denne lasten ble funnet i beregninger av opplagerkrefter for taksperrene vist i kapittel 4.5.1.

Konstruksjonsmodellen så slik ut i Fokus Konstruksjon 3D



Bilde 36, viser lastbildet til limtredrager fra taksperrene i Fokus Konstruksjon 3D

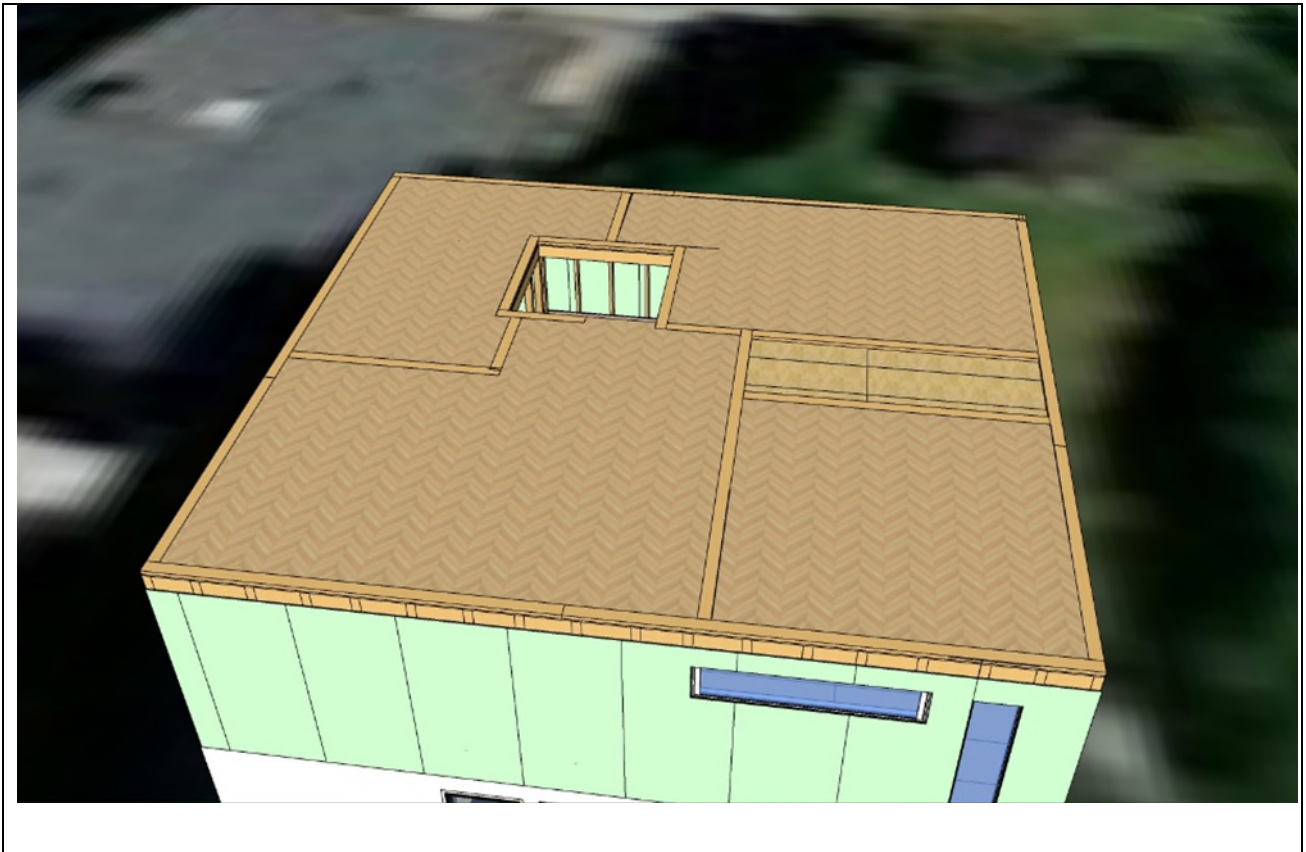
En limtrebjelke med dimensjonen 140x200 ble undersøkt. Resultatene viste at den hadde en forskyvning på 10,5 mm. Kravet for nedbøyning er 1/150 (NA.7.2 - NS-EN 1995-1-1:2004/NA:2010 Nasjonalt tillegg NA).

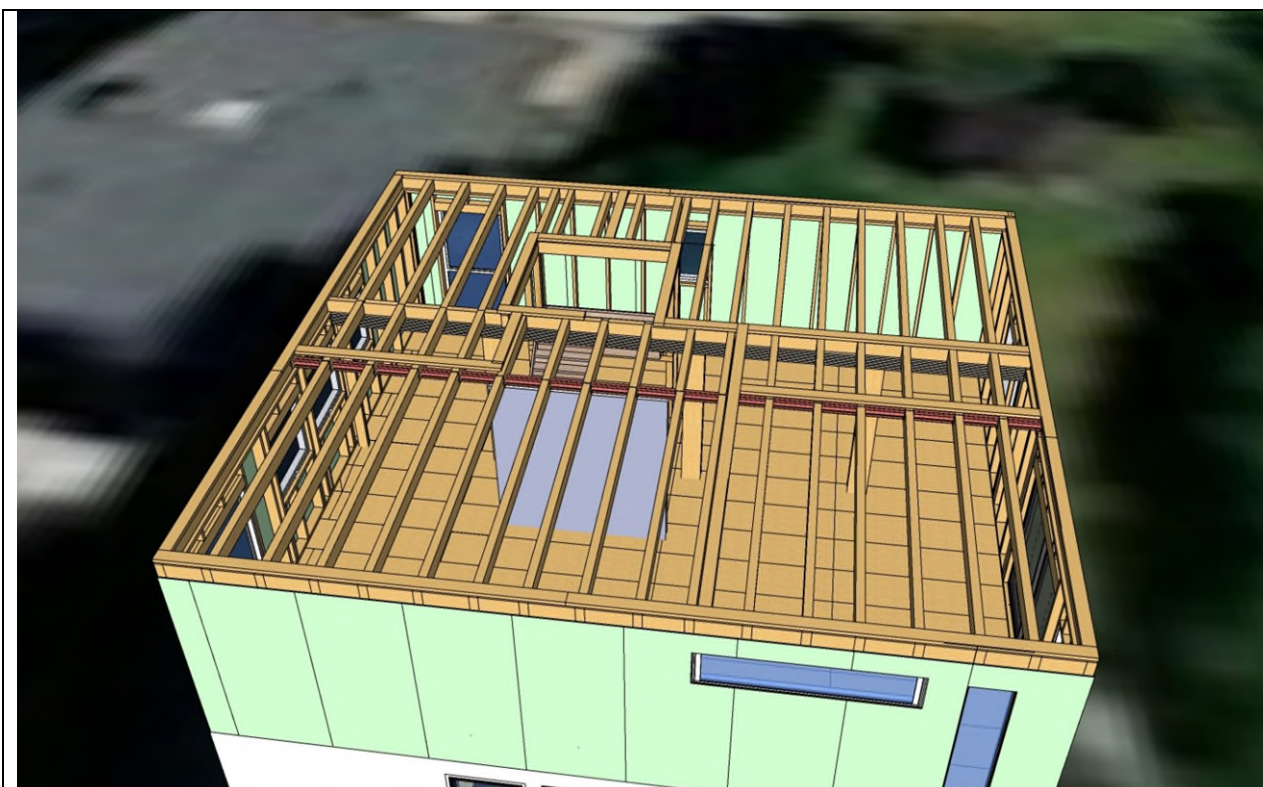
$$\omega_{fin} = \frac{3000}{150} = 20\text{mm}$$

$$10.5\text{ mm} < 20\text{ mm} - \text{OK!}$$

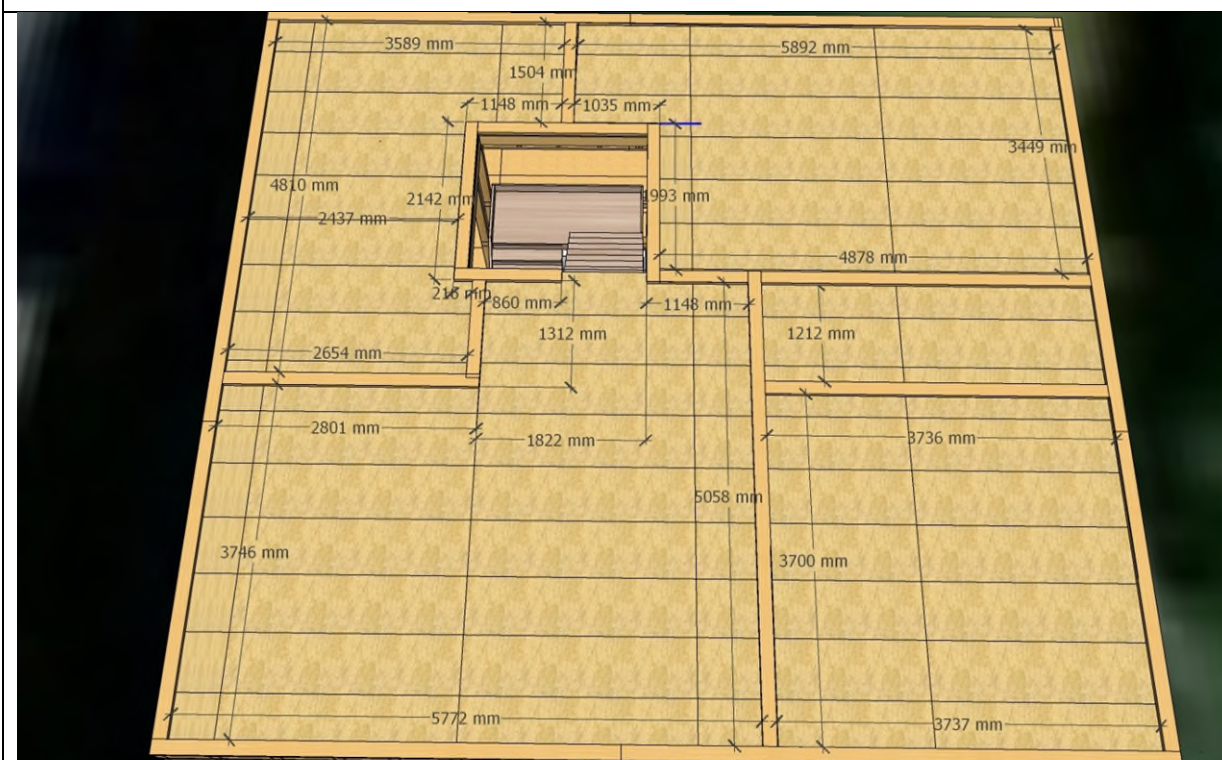
4.2.5 Gulvbjelker 2.etg

Gulvet i 2.etg skal bære lasten fra taket, og nyttelasten fra bruken i 2.etg. Skissen av andre etasje ser slik ut:

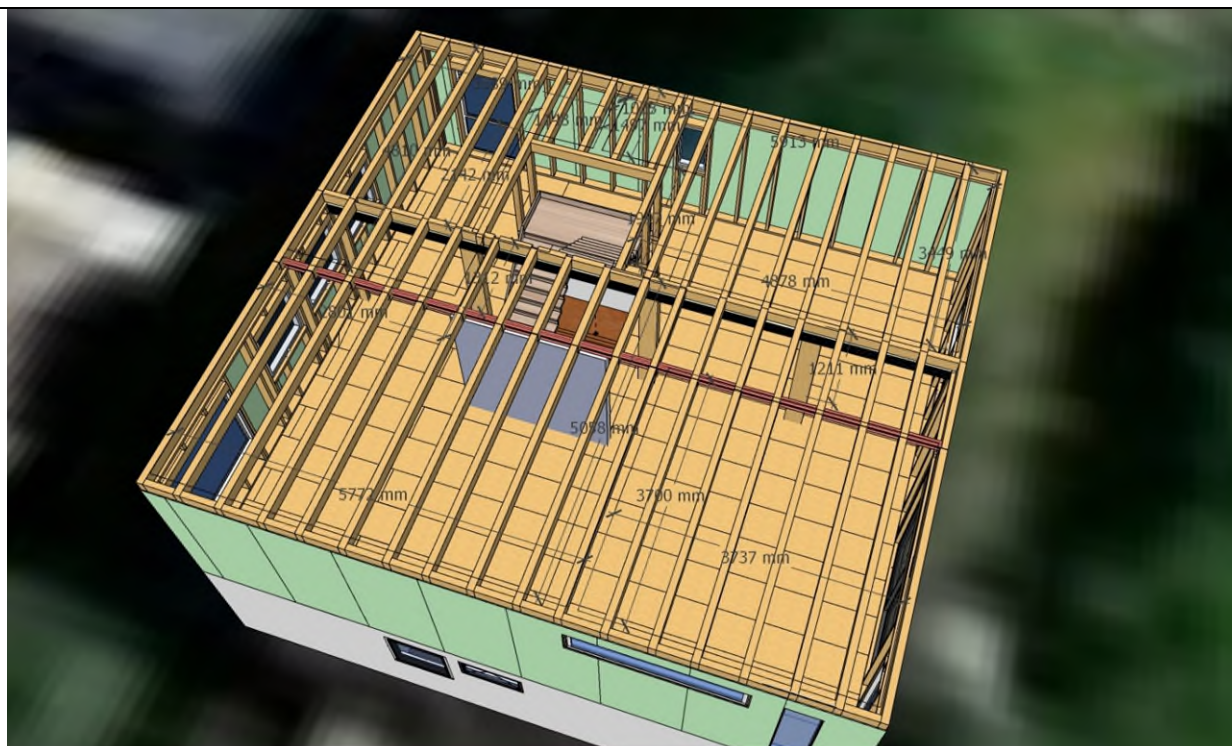




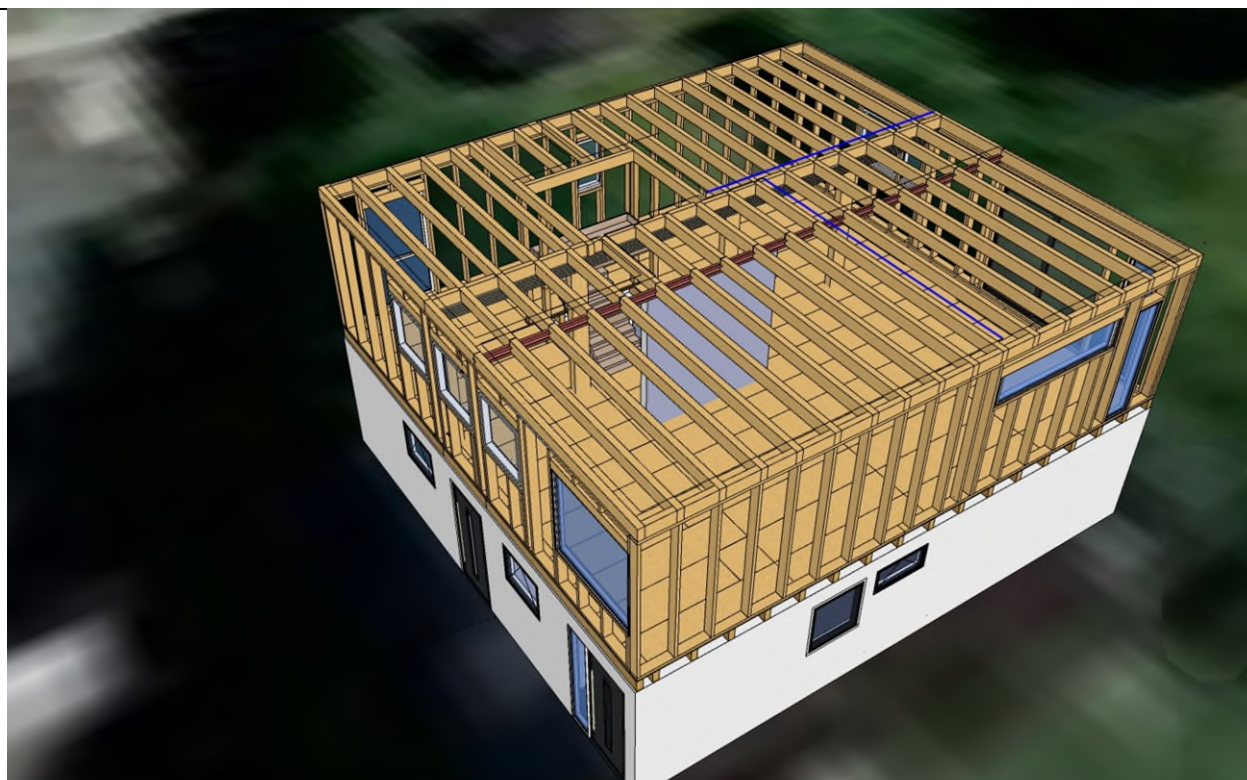
Gulv i 2.etg med bunnsviller for å vise hvor de er plassert i forhold til bærende komponenter i første etasje



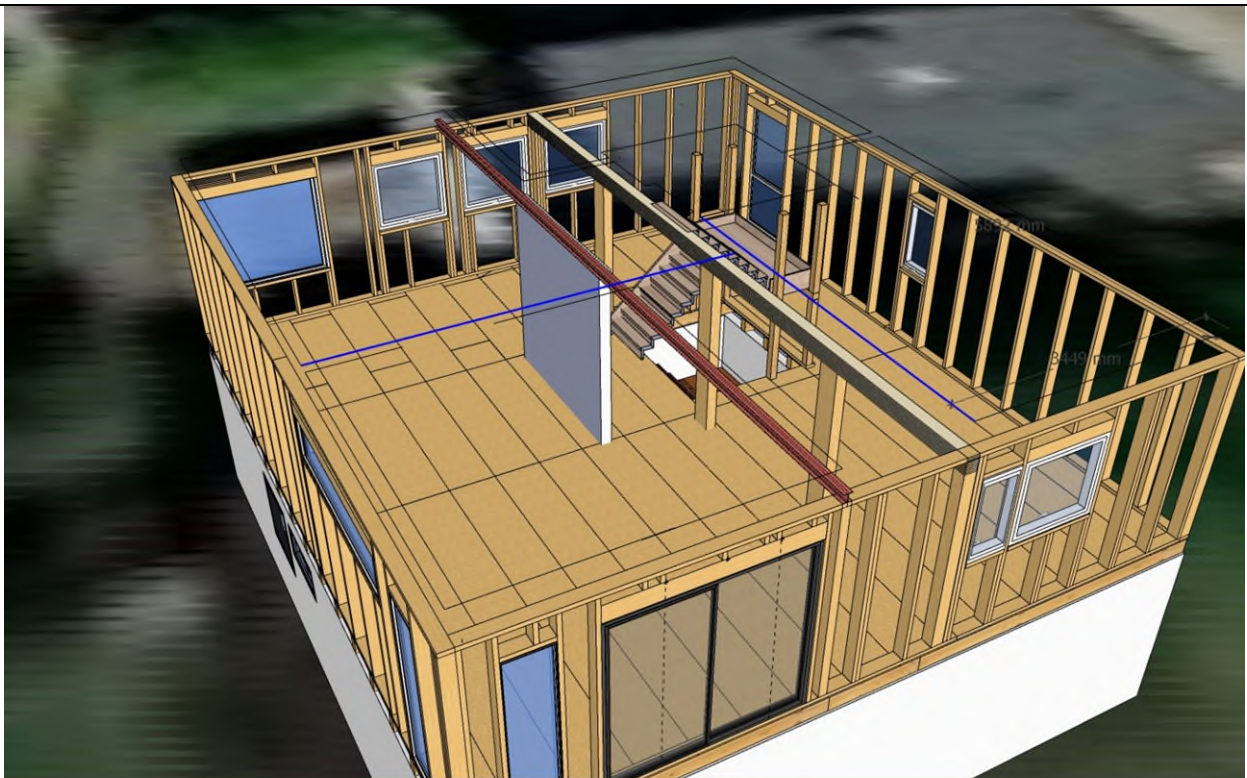
Målsatt skisse av gulvflaten i 2.etg



Målsatt skisse av 2.etg uten gulvbærende sponplater.



Skisse av huset uten gipsplater utvendig som viser alle stenderne og gulvbjelkene. Kubbingen mellom gulvbjelker er i alle ender, og over der hvor gulvbjelken er understøttet.

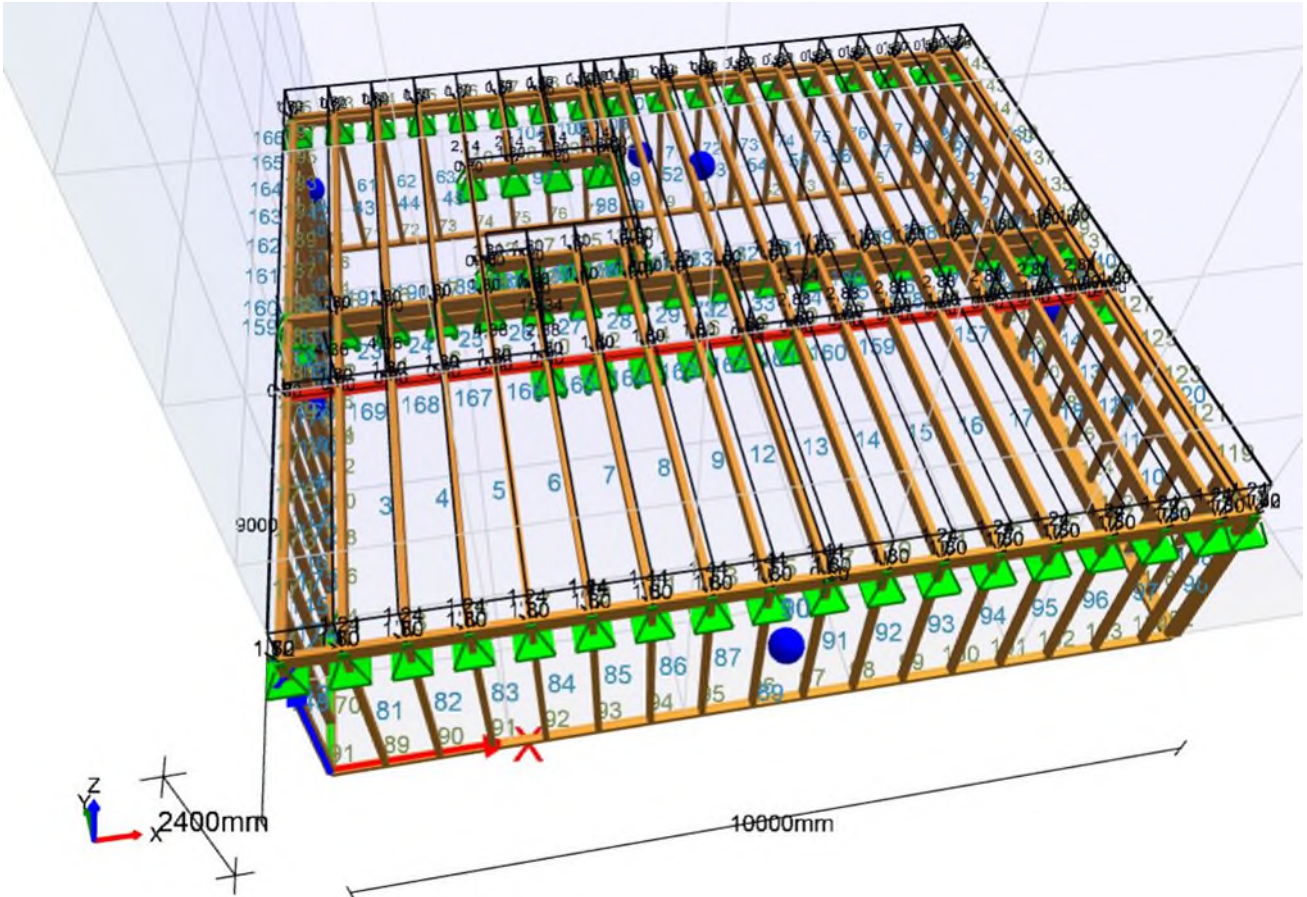


Skissen viser første etasje uten gulvbjelker. Etasjen er original, og romløsningen er uendret.

Tabell 29, bilder som viser skisser av andre etasje og uttak av komponenter for analyse i Sketchup Pro 2021

Modell i Fokus Konstruksjon 3D:

Modellen er tegnet inn i sin helhet i Fokus Konstruksjon 3D. Stenderne står med en senteravstand på 600 mm mellom hverandre.



Bilde 37, viser modellen av bærelag i 2. etasje i Fokus Konstruksjon 3D

Lastene som ble satt på i Fokus Konstruksjon 3D er vist nedenfor.

Laster i modellen:

Egenlaster	<p>Egenvekt fra taket er inkludert i punktlasterne som er vist i modellen</p> <p>Bad: avretningsmasse (normal betong) – Tabell A.1: $24 \frac{kN}{m^3}$</p>
------------	--

$$24 \frac{kN}{m^3} \cdot 0.03 m \text{ (tykkelse)} = 0.72 \frac{kN}{m^2}$$

$$0.72 \frac{kN}{m^2} \cdot 0.6 m \text{ (Lastbredde)} = 0.432 \frac{kN}{m}$$

Skillevegger: Tabell NA.6.12 - $0.5 \frac{kN}{m}$

$$\text{Totalt: } 0.432 + 0.5 = 0.932 \frac{kN}{m}$$

$1.2 \cdot 0.932 \frac{kN}{m} = 1.1184 \frac{kN}{m}$ (inkludert faktor for
brudd)

Yttervegg:

Isolasjon 150 mm + 50 mm:

$$\text{Glava Proff 34: } 0.167 \frac{kN}{m^3}$$

Tykkelse: 200 mm, 0.2 m

Høyde utgangspunkt i høyeste punkt: 2.9 m

$$\begin{aligned} q_k &= 0.167 \cdot 0.2 \text{ bredde} \cdot 2.9 \text{ høyde} \\ &= 0.097 \frac{kN}{m} \end{aligned}$$

Kledning: Bruker tall for C24 Tabell A.3:

$$\begin{aligned} 4.2 \frac{kN}{m^3} \cdot 0.019 m \text{ (tykkelse)} \cdot 2.9 m \text{ (høyde)} \\ = 0.23 \frac{kN}{m} \end{aligned}$$

Utvendig gips: norgips 9.5 mm utvendig gips

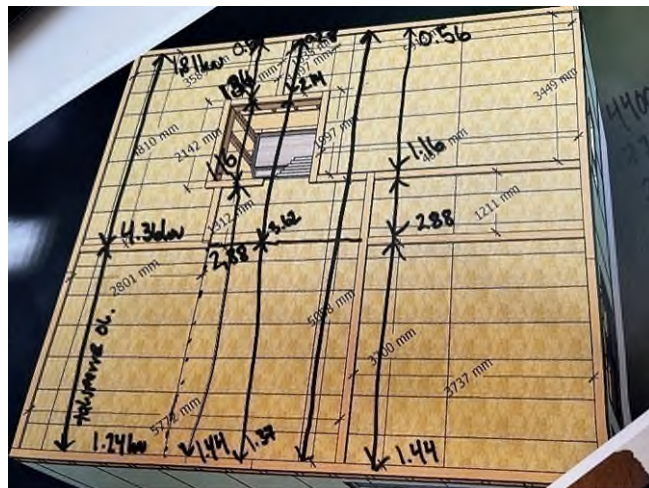
$$0.07 \frac{kN}{m^2}$$

$$0.07 \frac{kN}{m^2} \cdot 2.9 m \text{ (høyde)} = 0.2 \frac{kN}{m}$$

	<p>Lekter: Bruker tall for C24 Tabell A.3:</p> $4.2 \frac{kN}{m^3} \cdot 0.02 m(\text{tykkelse}) \cdot 0.24 * (\text{høyde})$ $= 0.02 \frac{kN}{m}$ <p>* Høyden er satt til 5 ganger (fem stykk lekter) x 48 mm (høyden på lekten)</p> <p>Rekt: Neglisjerbar lav vekt</p> <p>Stendere: Neglisjerbar lav vekt</p> $4.2 \frac{kN}{m^3} \cdot 0.073 (\text{tykkelse}) \cdot 2.9 m (\text{høyde})$ $= 0.89 \frac{kN}{m}$ <p>Totalt: $0.097 + 0.23 + 0.2 + 0.02 + 0.89 =$ $1.437 \frac{kN}{m}$</p> $1.2 \cdot 1.437 \frac{kN}{m}$ $= 1.7244 (\text{inkludert lastfaktor})$ <p>Trevirke: vekt fra trevirke er neglisjerbart.</p>
Nyttelast	Gulv: NA.6.3.1.2 $q_k = 2.0 \frac{kN}{m^2}$

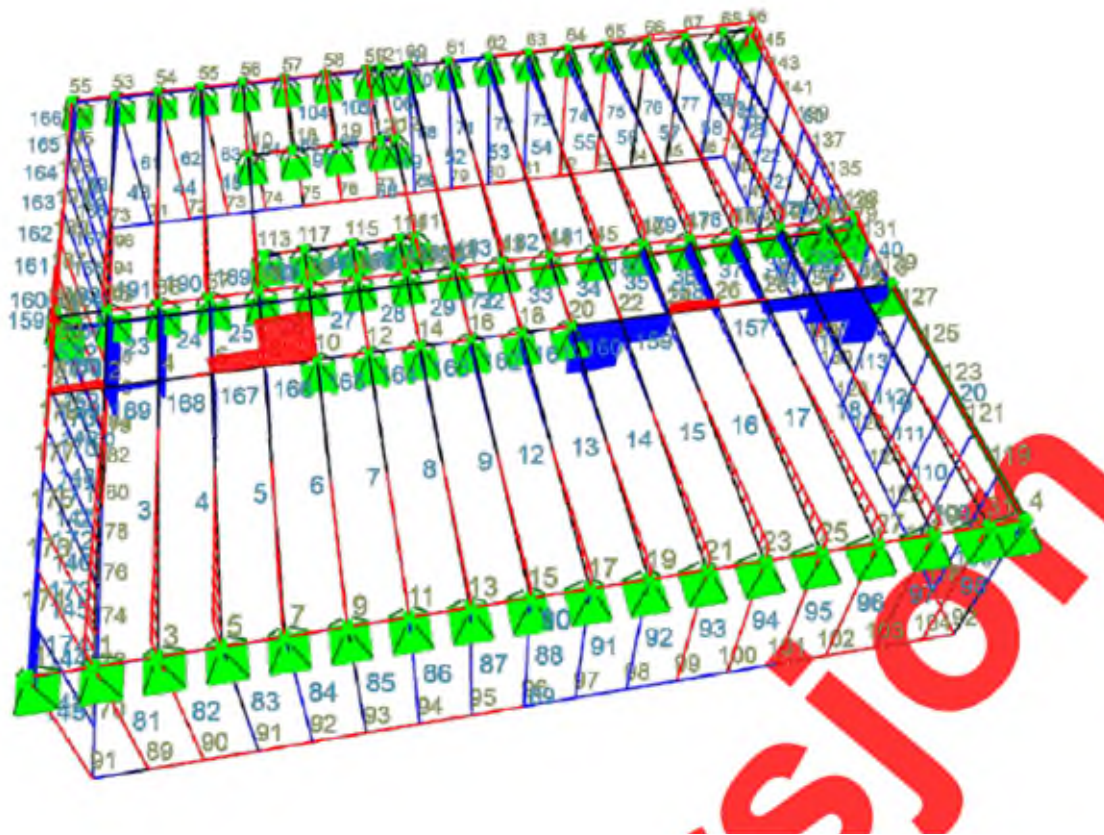
Laster fra tak (punktlaster)

Innsatt i modellen. Bildet nedenfor viser grafisk innsatt i håndskrevet utgave. Se vedlegg «Etasjeskiller + vegger 2.etg og 1.etg» for mer informasjon.



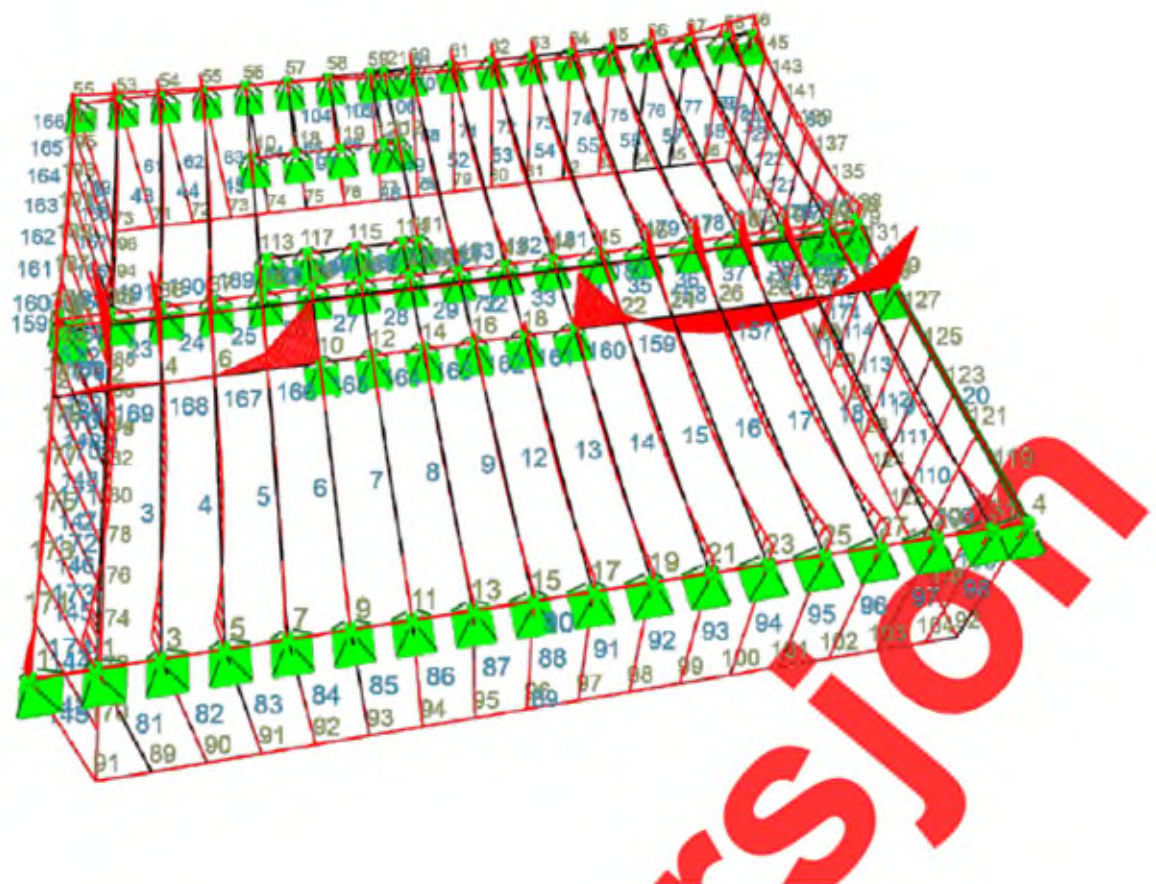
Tabell 30, parametere i beregningen for 2.etasje

Største skjærkraft i z-retning ble beregnet til å være 16.51 kN, og vil være påkjent ståldrageren like før den er understøttet av Leca-mur i stue.



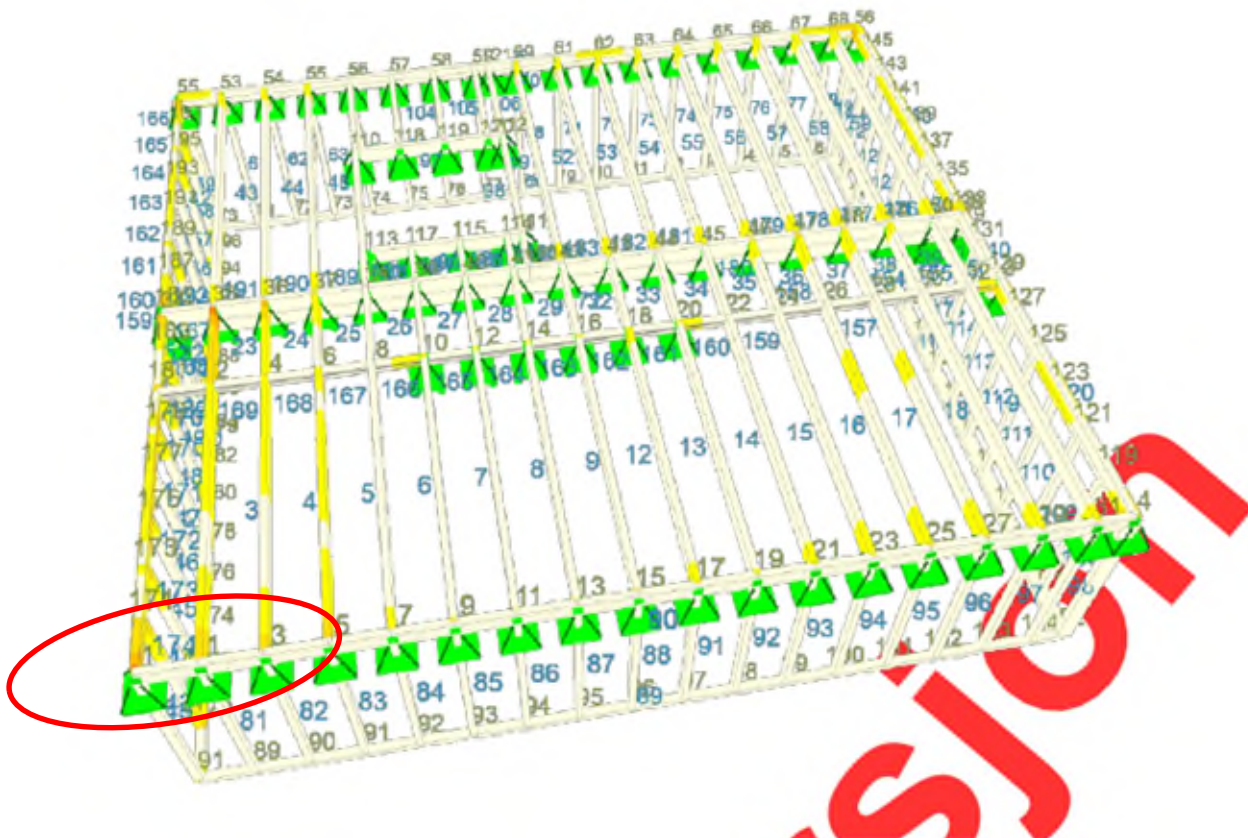
Bilde 38, lastmodell i Fokus Konstruksjon 3D med randbetingelser

Største momentet var om y-aksen. Momentet ble beregnet til å være 10.28 kNm. Dette momentet er også i spennet for ståldrageren, og i skjøtingen av gulvbjelken over limtredageren.



Bilde 39, resultat av moment i bærelaget for 2.etasje i Fokus Konstruksjon 3D

Kapasiteten ble beregnet til å være 100.28% som er mer enn faktoren én. Beregningen under viser hvilket område av konstruksjonen hvor kapasiteten er forhøyet. Det er viktig å bemerke seg at dette er ved hjørnet av modellen var kapasiteten mer enn én.



Bilde 40, oversikt over kapasitet i bærelaget i 2.etasje i Fokus Konstruksjon 3D

4.3 Tekniske løsninger for brann

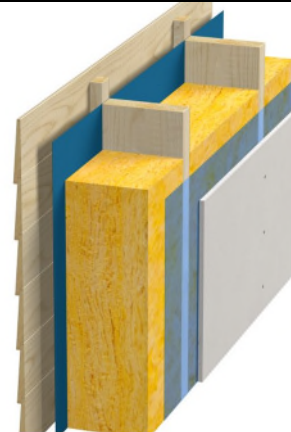
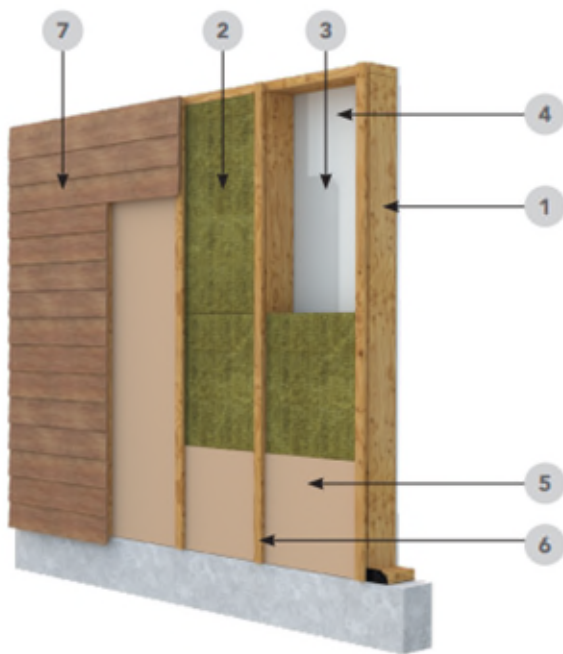
Her presenteres de tekniske løsningene som ble valgt for å sikre at konstruksjonen har et akseptabelt nivå i branndimensjoneringen.

4.3.1 Yttervegger

Konstruksjonen ble prosjektert slik at ytterveggene fikk verdien REI 60. Skissen er hentet fra Rockwool¹ og Glava

¹ <https://p-cdn.rockwool.com/syssiteassets/o2-rockwool/dokumentasjon-og-sertifikater/dokumentasjon/branndokumentasjon/yttervegger/8.08-rei-60-yttervegg-av-tre-48x198-mm-gu-gips.-rw-198.pdf?f=20210618074309>

Skisse over løsning:



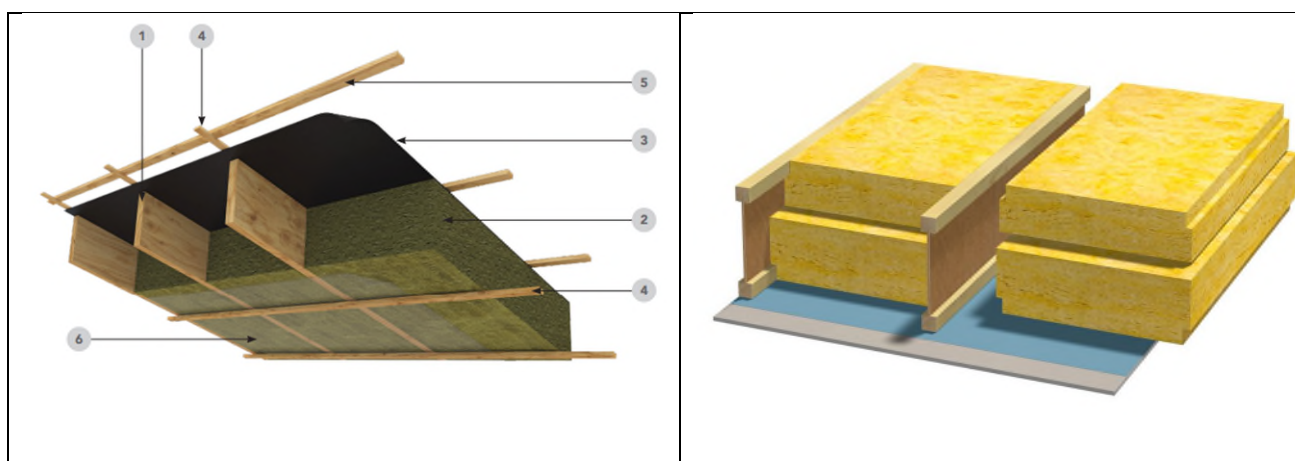
Materialer og spesifikasjoner

Nummer	Type komponent	Beskrivelse	Dimensjon
1	Stender/søyle	Trevirke med kvalitet C24 + 50 mm påforing	48x148 mm + 48x48mm (totalt 200mm)
2	Isolasjon	Glava proff 34 150mm + 50 mm	Totalt 200 mm
3	Dampsperre/plastfolie	Dampsperre med min 0.2 mm tykkelse	0.2 mm
4	Innvendig gips	Standard gips 12.5 mm	1200x2400mm
5	Utvendig gips som vindsperre (GU)	Standard GU 9.5 mm	1200x2700mm

6	Lekter	C24 lekter, krysslekting	11x36 vertikalt i bunn over plateskjøter og med cc 600, og 23x48 horisontale for stående kledning.
7	Kledning	Ubehandlet gran Dobbelfals rettkant med spor	19x148

4.3.2 Takkonstruksjon

Skisse er hentet fra glava² og rockwool³. Denne løsningen gir en REI 90.



Materialer og spesifikasjoner			
Nummer	Type komponent	Beskrivelse	Dimensjon
1	Taksperre	I-bjelke	350 mm høyde

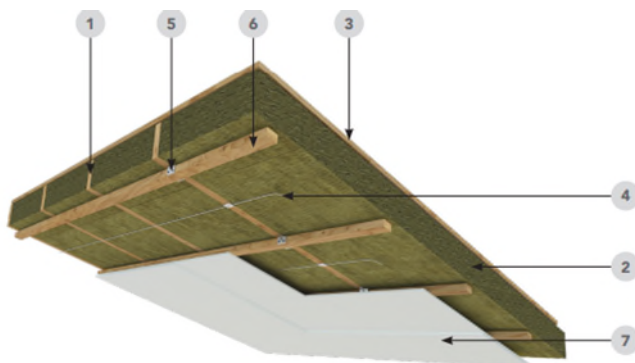
² <https://www.glava.no/losninger/dobbelt-bindingsverk-med-glava-vindsperreprodukter/tak-med-kaldt-loft-i-bjelker>

³ <https://p-cdn.rockwool.com/syssiteassets/o2-rockwool/dokumentasjon-og-sertifikater/dokumentasjon/brannndokumentasjon/tak/8.27-rei-90-sperretak-200-rw.pdf?f=20210617122538>

2	Isolasjon	Rockwool flexi a-plate	350 mm tykkelse
3	Undertak	Membran	0.2 mm
4	Trelekter	Over og underside	23x48mm
5	Trelekter	Dersom man skal ha steintak	30x48 mm
6	Dampsperre	Dampsperre med min 0.2 mm tykkelse	0.2mm

4.3.3 Etasjeskillere

Teknisk løsning for etasjeskillere for å oppfylle kravet til REI 60 ble hentet fra Rockwool⁴



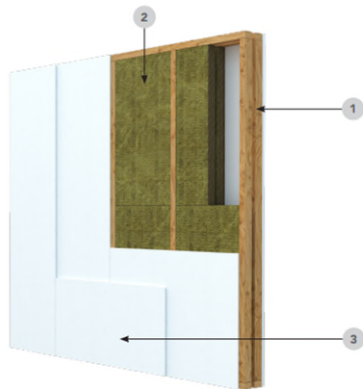
Materialer og spesifikasjoner			
Nummer	Type	Beskrivelse	Dimensjon
1	Gulvbjelker	(originale) – bærende komponenter	100x200 mm
2	Isolasjon	Rockwool flexi a-plate	200 mm

⁴ <https://p-cdn.rockwool.com/syssiteassets/o2-rockwool/dokumentasjon-og-sertifikater/dokumentasjon/brannndokumentasjon/etasjeskiller/8.24-rei-60-etasjeskiller-2-gips-150-rw.pdf?f=20210617122344>

3	Gulv	Bærende gulvsponplater	22 mm
4	Festemiddel til isolasjon	Ståltråd	Min \varnothing 2 mm
5	Bøyler himling	Lydbøyler	Type B
6	Lekter for lydbøyle	Trelekter, kvalitet c24	30x48 mm
7	Himling	Gipsplate, standard, dobbelt lag	2 x 12.5 mm

4.3.4 Innvendige vegger

De innvendige skilleveggene både med bæring og ikke-bæring er utformet slik. Dette gir en REI 60.



Materialer og spesifikasjoner			
Nummer	Type	Beskrivelse	Dimensjon
1	Stendere/søyler	Tre, c24	73x148mm
2	Isolasjon	Rockwool flexi a-plate	2 x 73 mm plater

3	Gips/platelag	Dobbelt gips, standard gips	2 x 12.5 mm
---	---------------	-----------------------------	-------------

5 Diskusjon

I dette kapittelet skal rehabilitering vurderes fra ulike aspekter, samt hvilke utfordringer som kan dukke opp ved rehabilitering og oppgradering av et trehus.

5.1 Skisser av konstruksjonen

Konstruksjonen ble tegnet ut ifra hvordan det kan se ut etter rehabilitering og oppgradering. I skissene er det ikke tegnet inn mer enn det konstruksjonsmessige, og man har kun lagt til gulv i andre etasje. Planløsningen i første etasje er uendret i forhold til nåværende utforming. I første etasje er det en støttevegg av Leca-mur midt i rommet. Denne går fra grunnmuren og helt opp for å understøtte en ståldrager som går på tvers gjennom huset. Denne ståldrageren støtter opp gulvbjelkene i andre etasje. Gulvbjelkene er innfelt i ståldrageren og lasket i underkant på sidene.

Når lastene på gulvbjelkene i etasjeskilleren mellom første og andre etasje ble undersøkt i Fokus Konstruksjon, ble resultatet at kapasiteten var tilstrekkelig, og at det ikke var behov for ytterligere forbedringer eller forsterkning. En forbedring man kunne ha gjort i skissen dersom gulvbjelkene ikke tålte lasten, er å forsterke disse ved å legge til ekstra bæring. Dette kunne man løst ved å tegne inn nye bjelker som går parallelt med de gamle bjelkene. Dimensjonen kunne for eksempel vært 48x198, og disse kunne festes til de gamle gulvbjelkene. I praksis ville dette vært foreslått, da det kan være en god løsning for oppheng av ny himling.

Badet ble ikke ferdig tegnet, men det ble satt inn et dusjkabinett som viser at det er plass til et 800 mm x 800 mm kabinett der. I utgangspunktet skulle hovedbadet med dusj og badekar være i første etasje, men av praktiske grunner ble det lagt inn et dusjkabinett i andre etasje.

Kjøkkenet er i første etasje, men ble ikke tegnet inn, da dette ville ha tatt for lang tid å tegne. Nyttent var derfor lav i forhold til tiden som man hadde disponibelt. Kjøkkenet er i dag dimensjonert for en familie på 4, og det krever i utgangspunktet ingen ekstra oppgradering før å møte nye behov. Sett fra et økonomisk perspektiv ville det ha vært ulønnsomt å sette inn et nytt kjøkken.

Underveis i prosessen med å tegne huset i 3D, ble det hele tiden gjort en vurdering mellom nytte og tiden tilgjengelig for å skrive denne bacheloroppgaven. Dersom alle husets fasiliteter skulle tegnes

inn, ville dette ha tatt lengre tid. I en søknad om bygging til kommunen er det ikke viktig hvordan husets innside ser ut, eller hvordan det er møblert.

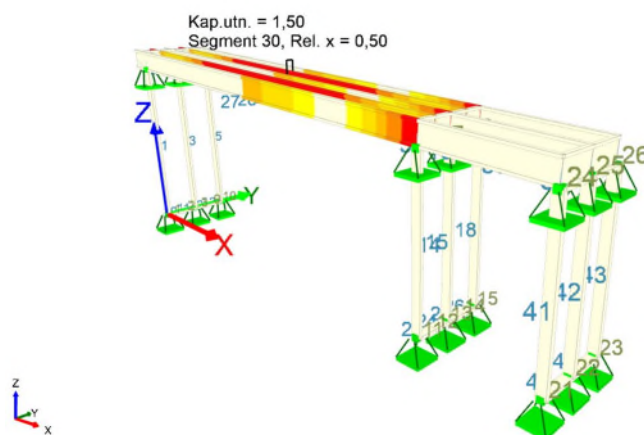
Ser man på skissen av første etasje, er det bygget uten vinduer. Bakgrunnen for dette er at konstruksjonen bærer lastene fra andre etasje i dag. Ved å inkludere vinduer i modellen kan man introdusere feil i modellen. Siden ytterveggene med sine vinduer i dag bærer en andre etasje, og et relativt tungt saltak så vil bjelkene over vinduene klare å støtte vekten fra andre etasje. I dag har konstruksjonen samme nyttelaster og faktisk tyngre egenvekter siden det er brukt grovere og materialer som er tyngre enn de som brukes i dag. En annen faktor er at ytterveggen, med toppsvill ville ha blitt forsterket ved å sette inn forsterkende søyler i veggen. I skissen er det lagt inn en bunn- og toppsvill som er 148 mm bred. I praksis ville ytterveggene i første etasje også blitt forsterket spesielt under ståltrageren og limtretrageren som går på tvers over huset for å ta opp mest mulig av kreftene. Slike valg er ikke så synlig i 3D modellen. I beregningsprogrammet viste det seg at de største kreftene kom midt inne i huset, altså ikke ved ytterveggene. Grunnen til det er fordi taksperrene er understøttet midt i rommet. Det ble lagt inn forskjellige løsninger på hvor lasten fra taket skulle gå nedover i konstruksjonen. Dette vil medføre at i en praktisk utførelse av denne rehabiliteringen må man konsentrere seg om å bygge midtpartiet i huset tilstrekkelig.

5.2 Beregninger

Det er viktig å være nøye med beregningene når man skal rehabilitere en bygning, spesielt når det kommer til strukturelle elementer som takbjelker. I dette tilfellet ble huset tegnet i 3D og justert etter hvert som det viste seg at bjelkene ikke tålte belastningen som ble lagt inn i beregningsprogrammet. Lastene som ble tatt med i beregningene var egenvekt, nyttelaster, snølast og vindlast. Det var flere tilfeller hvor beregningene viste at restkapasiteten ikke var tilstrekkelig for enkelte komponenter. Her ble det mange forsøk med å finne ut den beste løsningen.

Et eksempel på et slik tilfelle var i forbindelse med prosjektering av taksperrer. I utgangspunktet skulle det ikke være en limtretrager som understøttet taksperrene. I-bjelken kan leveres i lengder som er lengre enn bredden på huset. Derfor ble det lagt inn taksperrer med spenn opp til 8 meter med senteravstand på 600 mm. I analysen viste det seg at taksperreren hadde for lav restkapasitet. Momentet ble for stort i takutspringet og i skjøten ved bærende toppsvill midt i etasjen. Disse ble derfor byttet ut med takbjelker av SJ 90, 350 mm høye. Spennet var fortsatt opptil 8 meter, og det ble lagt inn et ledd mellom bjelkene som skulle fungere som en låsing av I-bjelkene. På denne måten

kunne man oppnå en større restkapasitet. Men dette var fortsatt ikke tilstrekkelig. Deretter ble det lagt inn en senteravstand på 300 mm mellom hver taksperre. Dette ga følgende resultat. Forsatt var kapasitetsgrensen over 100%.



Bilde 41, taksperrer med ukurant restkapasitet i Fokus Konstruksjon 3D

Det ble forsøkt andre varianter, andre materialer og andre komponenter. Til slutt falt valget på å sette inn en limtre drager som understøttet taksperrene i det lengste spennet som støttet opp det midtveis. Da ble spennet på taksperrene redusert fra opptil 8 meter ned til 4 meter, noe som medførte at taksperreren kunne brukes.

Til slutt ble det besluttet å sette inn en limtre drager som kunne understøtte taksperrene i det lengste spennet. Dette medførte at spennet på taksperrene ble redusert fra opptil 8 meter ned til 4 meter, noe som var tilstrekkelig for å sikre at taksperrene som var foreslått kunne brukes med tilfredsstillende restkapasitet. Som resultatet viser er restkapasiteten tilstrekkelig. Dette betyr at hele takkonstruksjonen måtte endres. I utgangspunktet skulle det monteres taksperrer med senteravstand på 300 mm, men ble redusert slik at halvparten av taksperrene kunne kuttes ut ved å inkludere en komponent. Et slikt valg vil senke kostanden, monteringstiden og samtidig spare materialer. Det kan godt være at det oppleves som ukurant å ha synlig drager ved oppgangen til trappen, men dimensjonen vurderes til å ikke være for markant. Imidlertid må det også legges til at taket har en forhøyning på dette punktet som gjør at det ikke skal utgjøre noen vesentlige ulemper.

I beregningen av bæring over vinduet var det viktig å hensynta lastene som kom ned fra taket. Hele poenget til bjelken over vinduet er å tåle lastene som den blir utsatt for som kommer fra taket, og fungere som en støtte slik at ytterveggen blir stivere. Det var viktig å se på nedbøyningen over vinduet. En bjelke skal være stiv over vinduet, og må ikke ha en nedbøyning som kan true glassruten

som står under. Dersom bjelken bøyer ned for mye midt på spennet er det en risiko for at glasset i vinduet kan knuse. Det ble forsøkt med forskjellige bjelker over vinduet, og resultatet ble en limtretrager. Den største forskyvningen ved det mest ugunstige lastbildet var 3.6 mm, som er tilfredsstillende. Luftspalten mellom vindu og bjelke er minimum 10 mm som er fylt med isolasjon. Største kapasitetsutnyttelsen var på 12.81% noe som også er tilfredsstillende. Når dimensjonen på denne bjelken ble funnet i orden, ble det benyttet samme type limtretrager med lik dimensjon over alle de andre vinduene i andre etasje. Bakgrunnen for dette valget er at dersom bjelken er funnet i orden for den mest ugunstige lasten på det lengste spennet, så vil også bjelke med samme kvalitet, men mindre lengde på være innenfor på kravet til restkapasitet og nedbøyning over de andre vinduene i andre etasje.

Viktigheten av nøyaktige beregninger og grundige vurderinger under rehabiliteringsprosessen kan ikke overvurderes. Konstruktøren må være i stand til å identifisere og håndtere eventuelle problemer og justere planene deretter for å sikre at de tekniske kravene og regelverket blir overholdt. Dette krever både kompetanse og erfaring, samt evnen til å samarbeide og kommunisere effektivt med andre involverte parter, som for eksempel arkitekter og entreprenører.

Det er en forutsetning at kjelleren tåler vekten av ny konstruksjon etter rehabilitering. Det er i dag en ringmur som er nesten 1000 mm, med Leca-mur i toppen. Leca-muren har en tykkelse på 200 mm, og er fylt med betong og armert. Uten å gjøre noen spesielle beregninger er har Leca (Leca Norge AS, 2021) opplyst at disse blokkene har en styrke på $3 \frac{N}{mm^2}$. Med et areal på 200 mm x 500 mm, vil blokken tåle ca 300kN som i praksis er 30 tonn. Når man dividerer med materialfaktoren, vil Leca-blokken tåle ca 13.2 tonn (13296 kg). Dette er vurdert til å være mer enn tilstrekkelig for å bære hele konstruksjonen. Det legges til en forventning at Leca-blokken er sentrert, og tar opp lasten i senter av blokken, og over hele blokkens bredde. Dette gjør at man kan gjøre en forenkling i vurderingen av om kjelleretasjen kan ta opp lastene fra hele konstruksjonen.

Kapasiteten i beregningen av gulvbjelker i 2.etg viser at den er over 100%. Denne beregningen gir midlertid ikke helt riktige data i de områdene. Dersom man ser hvor denne kapasiteten er 100% er det enkeltsegmenter hvor bjelken er enten understøttet eller fastholdt. De viktigste elementene å undersøke i beregningen er ståltrageren, og limtretrageren. Om det for eksempel avdekkes at en stav eller et segment i beregningen har for høy grad av utnyttelse, kan man i teorien legge inn enten mindre lastbredde eller i praksis legge inn ekstra bærende komponenter i området. Det kan også være feil i modellen, eller i beregningen hvor parameterne ikke er helt korrekte. Derfor er det viktig å

undersøke de komponentene som primært skal bære konstruksjonen. Det kan antas at en gulvbjelke i yttervegg kan avstives tilstrekkelig, eller forsterkes slik at man kan få en akseptabel kapasitetsutnyttelse.

I beregningene var det viktig å finne ut om foreslåtte løsninger tålte belastningen med akseptable restkapasiteter. Ved å se på en del isolert, og anta den mest ugunstige lasten i en den lengste eller mest utsatte situasjonen, kan man også bruke samme metodikk på øvrige identiske deler. Dette rekkefølgeprinsippet er viktig i en slik dimensjonering. Alternativt kunne man ha sett på hver enkelt takspærre, eller veggstender. La oss for eksempel si at man så på veggstenderen med størst knekk lengde. Da kan man finne en kritisk knekklast. Denne knekklasten vil være minst der hvor søylen er lengst fordi kapasitet på knekklasten er avhengig av lengden på søylen. Om man senker lengden på søylen vil søylen ha større kapasitet, og motsatt om man øker knekk lengden så vil kapasiteten reduseres. Imidlertid er det viktig å ha oversikt over hvilke valg man gjør underveis som kan påvirke konstruksjonssikkerheten. Dersom man velger å bruke andre dimensjoner, må man gå inn å vurdere de nye dimensjonene, selv om for eksempel lastbildet er identisk. Dette er for å sikre at akkurat det tverrsnittet tåler akkurat den lasten i denne konteksten med alle de tilhørende parameterne som standardene krever skal brukes.

5.3 Branndimensjonering

Som nevnt i kapittel 2.7 er sikring av konstruksjonen med en REI 60-standard er en effektiv måte å redusere brannspredning og begrense skader på. Dette betyr at konstruksjonen skal være motstandsdyktig mot brann i minst 60 minutter. En slik standard gir beboerne eller brukerne av bygget tid til å rømme og redningspersonell tid til å ankomme og redde eventuelle personer som er fanget i bygget.

Det er fortsatt viktig å ha fungerende brannalarmer, sprinklersystemer og brannsløkkingsutstyr på plass for å oppdage og bekjempe branner så raskt som mulig. Dette kan bidra til å begrense omfanget av brannen og redusere risikoen for tap av liv og eiendom.

I tillegg er det viktig på et generelt grunnlag å ha gode rømningsveier og nødutganger som er godt merket og tilgjengelige for brukere av bygget. Dette kan bidra til å sikre at personer kan evakuere bygget på en trygg og effektiv måte i tilfelle en brann oppstår.

For denne konstruksjonen ble det lagt vekt på å bygge slik at man kunne oppfylle REI 60-standarden. Dette er fordi tidligere REI var ukjent, og for å øke levetiden og bruksverdien av konstruksjonen ble lagt vekt på å brannsikre konstruksjonen. Dette bidrar til at man går fra en ukjent tidsfaktor ved brann til en kjent tidsfaktor.

5.4 Vurdering av tekniske løsninger i yttervegg med rehabilitering

I denne oppgaven var det usikkerhet knyttet til tilstanden på den eksisterende konstruksjonen. Et eksempel på dette er stenderne i ytterveggen på første etasje, som også kalles søylene. Disse ble målt til å være 100mm x 70mm, men på grunn av den ukjente tilstanden til konstruksjonen og behovet for å etterisolere bygningskroppen, ble det lagt inn en forutsetning om å forsterke dem.

I kapittel 4.3.5 av konstruksjonsberegningen ligger det inne søyler av typen skurlast med dimensjon 100mm x 70 mm. Teoretisk sett er dette sterkt nok til å bære nyttelasten og egenlasten til etasjen over. I praksis kan man måtte se på en annen løsning, spesielt knyttet til ønsker om etterisolering.

En måte å gjøre dette på er å sette inn en ekstra søyle tett inntil og parallelt med eksisterende søyler i veggen for å stive av den eksisterende søylen. Ved en etterisolering øker normalt tykkelsen på isolasjonslaget, som igjen vil endre dimensjonen på tverrsnittet til søylen. De nye søylene ville hatt en dimensjon på 148 mm x 100 mm. Den eneste utfordringen her er at bunnsvillen er 100 mm, så 48 mm vil stikke utenfor på innsiden eller utsiden. En løsning kan være å sette inn søylen slik at den går på utsiden av bunnsvillen på utsiden, og bruke veggsøylen som støtte. På denne måten kan man etterisolere på utsiden av bygningskroppen og legge på 5 cm ekstra på utsiden og 5 cm ekstra på innsiden når man forer ut veggen etter montering av dampsperran. Dette vil gi veggen en total tykkelse på 200 mm, som er vanlig for nye trekonstruksjoner i dag.

For å installere en slik søyle tett inntil eksisterende søyle, kan man forsiktig jekke opp eksisterende toppsvill ved hjelp av klosser og en hydraulisk jekk. Deretter kan man sette den nye søylen på plass og justere den til ønsket høyde og posisjon. Å jekke opp eksisterende toppsvill betyr å løfte opp den øverste delen av den eksisterende søylen for å gi plass til den nye søylen. Når den nye søylen er satt på plass, kan man justere den til ønsket høyde og posisjon før man fester den på plass. Da vil den nye stenderen ta opp noe av kreftene som de gamle veggstenderne var utsatt for.

5.5 Vurdering av gjenbruk av eksisterende materialer

Når man skal vurdere om materialene som finnes i dag kan gjenbrukes, eller vurdere egnetheten til å kunne gjenbrukes er det viktig å tenke på om kvaliteten er tilstrekkelig. Det kan være at materialene som for eksempel en stender står i spenn på en slik måte at kvaliteten er forringet. Her man kan ha utsatt stenderen for vridning, knekking og oppsprekking. For å kunne gjøre slike undersøkelser, vil det være nødvendig å hente inn relevant fagkunnskap som kan anslå hvilke laster som virker på stenderen. Deretter undersøke tilstanden til stenderen og om dimensjonen er akseptabel. Videre å kunne fastslå eventuelle tiltak som sikrer at materialene står seg over tid. Tre har som kjent ingen 'utløpsdato' og derfor kan man gjenbruke mye av trevirket.

I denne oppgaven legges det til grunn et viktig premiss om at det meste skal gjenbrukes. Tre har vi nevnt allerede, men hva med isolasjon, vindsperrer og dampfolie? Isolasjon anses for å være et materiale som kan stå upåvirket over lang tid, og som ikke vil miste sine opprinnelige egenskaper. Dersom isolasjonen er intakt, kan den normalt brukes videre. Det er nesten en selvfølge at når man etterisolerer, så kan man kun legge på ekstra isolasjon og man behøver ikke å bytte ut isolasjonen. Det kan være tilfeller i generell rehabilitering at en yttervegg ikke har isolasjon, eller at man har en isolasjonstype som kom på markedet før mineralullen. Da kan det være nyttig å bytte ut isolasjonen da man i utgangspunktet ikke kjenner tilstanden, eller at gevinsten ved å bytte er såpass høy.

Når det kommer til vindsperrer, kan det antas at det ble brukt gamle asfaltplater med spiker uten tetning i plateskjøtene, i tillegg til tykk papp på utsiden. Det er ingenting i veien for å la dette stå igjen i en yttervegg ved gjenbruk, og legge stendere som forer ut veggen på utsiden av gammel vindtetning. Forutsetningen er at vindtetningen ikke har blitt utsatt for fukt eller andre mekanismer som kan føre til degradering. Et eksempel på degradering kan være gnagere som har funnet veien mellom kledning og vindsperre. I en yttervegg etter etterisolering vil man normalt sette musebånd i underkant som hindrer at noe kan komme inn i luftingen bak kledningen.

Dampsperrer fra gammelt av pleide å være tynn plast som ikke møter dagens krav til dampsperrer. Disse gamle dampsperrere anbefales å fjernes, for å installere en ny dampsperre hvor utførende har kontroll over egenskapene til dampsperrere og tettheten.

5.6 Diskusjon basert på kravene i nasjonalt regelverk

Ved rehabilitering av byggverk er det viktig å ta hensyn til relevant regelverk og tekniske krav. Dette er for å sikre at byggverket oppfyller nødvendige standarder for sikkerhet, funksjonalitet og miljøhensyn. I dette kapittelet vil diskusjonen omhandle ulike aspekter av regelverk og tekniske krav som er relevante ved rehabilitering av byggverk, og hvordan disse kan påvirke planleggingen og gjennomføringen av rehabiliteringsprosessen.

5.6.1 Relevant regelverk

Plan og bygningsloven er en rettighetslov, noe som betyr at den gir rettigheter. Men den gir også kommunen mulighet til å si nei i form av at de kan avslå en rettighet dersom kommunen har hjemmel til dette jmfør § 21-4. Behandling av søknaden i kommunen i plan- og bygningsloven.

5.6.2 Tekniske krav ved rehabilitering

Byggeskikk er et begrep som kan beskrives som lokale kvaliteter i bebygde områder, utearealer, klimatilpasninger, klimapåkjenninger, offentlige områder og til den enkelte bygning. Det er en utfordring i dagens samfunn å finne måter å bygge og utvikle bygninger på som er i tråd med klimamålene. En av de mulige tiltakene som kommunene kan gjøre for å oppnå dette, er å ha en restriktiv holdning til rivning av eksisterende konstruksjoner.

Kommuner har en viktig rolle å spille når det gjelder å redusere klimautslippene og oppnå klimamålene som er satt lokalt, nasjonalt og internasjonalt. Ved å utarbeide lokale klimaplaner kan kommunene, som er satt til å håndheve plan og bygningsloven, identifisere spesielle mål knyttet til utslipp og setter i gang tiltak for å redusere utslippene.

En av de mulige tiltakene som kommunene kan gjøre er å ha en restriktiv holdning til rivning av eksisterende konstruksjoner. Denne muligheten gis kommunene via § 31-5 i plan- og bygningsloven. Kommunens adgang til å avslå søknad om rivning inntil det foreligger igangsettingstillatelse for nytt tiltak. Kommunen kan avslå en søknad om rivning inntil det foreligger igangsettingstillatelse for nytt tiltak på tomta. Dette gjelder ikke dersom reguleringsplanen forutsetter at byggverket rives. Dette kan begrunnes med at bygging av nye konstruksjoner kan medføre økt klimagassutslipp, være i strid med lokale klimamål og fordelen med å rive et funksjonelt hus ikke eksisterer. Dermed kan kommunene avslå søknader om rivning inntil det foreligger en igangsettingstillatelse for nytt tiltak som er i tråd med lokale klimamål. Dette kan åpne opp for at det kan være mer fordelaktig å rehabiliterer eller bygge videre på eksisterende konstruksjoner, i stedet for å rive og bygge nytt.

Det er imidlertid viktig å understreke at dette tiltaket kan ha både positive og negative konsekvenser. På den ene siden kan det bidra til å redusere klimagassutslippene og bidra til å oppnå lokale klimamål. På den andre siden kan det føre til begrensninger i utviklingen av nye og moderne bygg, som kan være mer energieffektive og miljøvennlige enn eksisterende konstruksjoner. Dette kan igjen føre til at kommunene går glipp av muligheter for økonomisk og miljømessig bærekraftig utvikling.

Restriksjoner på rivning og bygging av nye konstruksjoner kan ha negative konsekvenser for bedrifter og arbeidsplasser som er avhengige av byggeprosjekter og utvikling av nye eiendommer. På en annen side kan en restriktiv holdning også åpne opp for nye muligheter og forretningsmodeller knyttet til rehabilitering og utvikling av eksisterende eiendommer.

Det er også en faktor hvordan dette tiltaket kan påvirke boligmarkedet i kommunen. Restriksjoner på byggeprosjekter kan føre til økt press på eksisterende boliger og dermed føre til høyere priser på boligmarkedet. På den andre siden kan en restriktiv holdning også føre til utvikling av nye boliger som er mer bærekraftige og miljøvennlige, og dermed bedre tilpasset fremtidens behov.

Kravet om at kommunen kan gi unntak fra tekniske krav ved rehabilitering av eksisterende byggverk er en bestemmelse som er relativt ny. Denne gis i § 31-4 i plan- og bygningsloven, som sier at kommunens adgang til å gi helt eller delvis unntak fra krav.

Bestemmelsen sier videre følgende: *Ved tiltak etter § 20-1 på eksisterende byggverk kan kommunen gi helt eller delvis unntak fra tekniske krav, dersom det vurderes som forsvarlig ut fra sikkerhet, helse og miljø. Ved vurderingen skal kommunen legge vekt på følgende:*

- a. *byggverkets alder, formell vernestatus, type, formål, plassering, varigheten av tiltaket og nåværende tekniske tilstand*
- b. *forhold som kan redusere negative konsekvenser ved at det gis unntak*
- c. *fordeler som oppnås med tiltaket.*

Innen rammen av de hensyn loven skal ivareta, kan kommunen stille vilkår som kan redusere ulemper eller skadevirkninger tillatelsen kan føre til. Denne bestemmelsen støter på utfordringer fra flere perspektiv.

Denne bestemmelsen støter på flere perspektiv.

Fra et sikkerhetsperspektiv kan det argumenteres for at tekniske krav er der for å sikre bygningens stabilitet og beboernes sikkerhet. Å gi unntak fra disse kravene kan derfor være risikabelt og føre til fare for liv og helse. Dette kan særlig være et problem ved eldre byggverk som ikke oppfyller dagens tekniske krav. Det er dermed lagt inn en sikkerhetsventil hvor praksis er man ikke skal gi unntak fra tekniske krav som medfører at man senker beboernes sikkerhet. Disse tekniske kravene vil primært i denne oppgaven knyttes til konstruksjonssikkerhet.

Samfunnet, spesielt den lokale kommune har et økende ønske om å bevare og rehabilitere eksisterende bygninger i stedet for å rive dem og sette opp nye. Dette skyldes delvis økt bevissthet om miljømessige utfordringer og behovet for å redusere utslippene av klimagasser. Det å bygge nye bygninger er en betydelig kilde til klimagassutslipp, og det å bevare og rehabilitere eksisterende bygninger kan derfor bidra til å redusere de samlede utslippene.

Å rehabilitere gamle bygninger kan være en utfordrende oppgave, spesielt hvis bygningene ikke oppfyller dagens tekniske krav og standarder. Dette kan føre til at det er vanskelig å gjennomføre nødvendige oppgraderinger og moderniseringer som er nødvendige for å sikre bygningens stabilitet, beboernes sikkerhet og gjøre bygget mer energieffektivt. I noen tilfeller kan det også være mer kostnadseffektivt å rive en gammel bygning og bygge en ny, moderne bygning i stedet for å prøve å rehabilitere den gamle bygningen.

En viktig faktor er at noen bygninger kan være av historisk eller kulturell betydning og derfor bør bevares av andre grunner enn bare miljøhensyn. I slike tilfeller kan det være nødvendig å finne en balanse mellom å bevare bygningens historiske eller kulturelle verdi og å gjennomføre nødvendige oppgraderinger for å sikre bygningens stabilitet og beboernes sikkerhet.

Det er viktig å påpeke at selv om rehabilitering kan være et godt miljømessig valg, kan det ikke alltid være det mest økonomiske eller effektive alternativet. Det kan være situasjoner der rivning og bygging av en ny bygning kan være den beste løsningen, spesielt hvis det gir mulighet for en mer kostnadseffektiv og bærekraftig bygning på lang sikt. Typiske tilfeller for dette kan være spørsmålet om man skal rehabilitere bygninger som er ødelagte, utette, utsatt for brann, vannlekkasjer, skjevheter eller typiske ulykkeslaster.

Selv om det er et økende ønske om å rehabilitere og bevare eksisterende bygninger, er det viktig å ta hensyn til andre faktorer som kan påvirke beslutningsprosessen når det gjelder rehabilitering i forhold til rivning og bygging av nye bygninger. Det kan være en balanse mellom å bevare kulturarv og redusere klimagassutslipp og å sikre beboernes sikkerhet og økonomisk bærekraftighet. En god

byggeskikk innebærer å ta hensyn til estetikk, funksjonalitet og bærekraft i utformingen av bygninger. Det kan bidra til å skape et miljømessig bærekraftig samfunn ved å redusere behovet for å rive og bygge nytt og samtidig opprettholde kulturarv og lokal identitet.

En viktig faktor som påvirker byggeskikken, er bygningenes plassering og hvordan de innlemmes i omgivelsene. Det er derfor viktig å vurdere hvilke bygninger som bør bevares og hvilke som kan rives og erstattes av nye bygninger.

Når det gjelder rehabilitering av eksisterende bygg, kan en god byggeskikk bidra til å opprettholde bygningens historiske og kulturelle verdi, samtidig som man oppdaterer den teknisk og funksjonelt for å møte dagens standarder. På denne måten kan man oppnå et mer bærekraftig samfunn ved å redusere utslippene knyttet til riving og bygging av nye bygninger samtidig som man ivaretar kulturarv og lokal identitet.

Når det gjelder tiltak på eksisterende byggverk, kan kommunen gi helt eller delvis unntak fra tekniske krav dersom det vurderes som forsvarlig ut fra sikkerhet, helse og miljø. Ved vurderingen skal kommunen legge vekt på flere faktorer, som byggverkets alder, formell vernestatus, type, formål, plassering, varigheten av tiltaket og nåværende tekniske tilstand, samt forhold som kan redusere negative konsekvenser ved at det gis unntak, og fordeler som oppnås med tiltaket. Dette er som nevnt tidligere den nye bestemmelsen i § 31-4 i plan- og bygningsloven.

Helheten i disse tiltakene kan gi en bedre forståelse av hvordan kommunene kan bidra til å bygge og utvikle bygninger på en mer klimavennlig måte. Ved å ha en restriktiv holdning til rivning av eksisterende konstruksjoner, kan kommunene bidra til å redusere klimagassutslippene som følger med bygging av nye konstruksjoner. Samtidig kan kommunene bidra til å sikre at eksisterende byggverk blir brukt og utviklet på en mer bærekraftig måte ved å gi unntak fra tekniske krav når det er forsvarlig. Ved å ta hensyn til lokale kvaliteter og byggeskikk kan kommunene bidra til å utvikle områder som er mer i tråd med klimamålene og som samtidig tar hensyn til lokale forhold.

Proposisjonen for endringen i plan- og bygningsloven gir kommunen adgang til å gi helt eller delvis unntak fra tekniske krav gitt i loven og byggt teknisk forskrift. I proposisjonen opprettholdt departementet i hovedsak øvrig innhold i forslaget, men bemerker at adgangen til å gi unntak er lagt til kommunen, og at fylkesmannen og departementet derfor er avskåret fra selv å gi unntak. Hvis kommunen har vurdert at det ikke er forsvarlig å gi unntak, bør fylkesmannen utvise varsomhet med å overprøve denne vurderingen. Unntak må være forsvarlig ut fra sikkerhet, helse og miljø.

Plan- og bygningsloven og de tekniske kravene er i stor grad utformet med tanke på nye byggverk. Men kravene kan også gjelde ved arbeid på eksisterende byggverk, og da kan de være vanskelige å oppfylle. Den foreslåtte unntaksbestemmelsen er ment som en sikkerhetsventil ved arbeider på eksisterende byggverk, for å unngå urimelige og uheldige utslag av et regelverk som i hovedsak er ment for nybygg.

Det er tiltakshaveren, eventuelt gjennom ansvarlig søker, som har ansvar for å begrunne og dokumentere hvorfor det vil være forsvarlig å gi unntak fra tekniske krav. Det er en helhetsvurdering som må ligge til grunn for om det er forsvarlig å gi helt eller delvis unntak. Etter departementets oppfatning bør det avgjørende være at det skjer en forbedring av byggverket, og da særlig av sikkerhetsnivået.

5.7 Vurdering av om rehabilitering er hensiktsmessig

Rehabilitering av et hus kan presentere en rekke utfordringer, avhengig av husets alder, tilstand og konstruksjon. Det første trinnet i en rehabiliteringsprosess er å identifisere eventuelle strukturelle eller funksjonelle problemer i huset, for eksempel skader på fundamentet, vegger, tak eller taksperrer. Deretter må man vurdere omfanget av rehabiliteringsarbeidet som trengs, og om det er nødvendig med en totalrenovering eller mindre reparasjoner. Om det er ønske å utvide arealet så er tilbygg et godt alternativ. Det er viktig å påpeke at når man ønsker å rehabilitere, så skal man i prinsippet oppgradere og gjøre konstruksjonen mer sikker, funksjonsdyktig og bygge i tråd med det nyeste regelverket.

En annen utfordring kan være å opprettholde byggets historiske og arkitektoniske verdi under rehabiliteringsprosessen. Det er viktig å sikre at eventuelle endringer i strukturen ikke reduserer byggets historiske og arkitektoniske verdi, men samtidig oppfyller moderne standarder for sikkerhet og funksjonalitet.

Et annet aspekt er å sikre at alle arbeider utføres i henhold til byggeforskriftene og med nødvendige tillatelser. Rehabiliteringsprosessen må også være bærekraftig og miljøvennlig, og det kan kreve spesielle tiltak for å redusere avfall og energiforbruk.

Blant annet må man se på de eksisterende strukturelle forholdene i bygget og identifisere mulige problemer som kan oppstå i løpet av rehabiliteringsprosessen. Det er viktig å ta hensyn til kostnadseffektivitet, tidsrammer og planlegging, samt valg av materialer og entreprenører.

I spørsmålet om kostnadseffektivitet kan det være nødvendig å vurdere ulike alternativer for rehabilitering. Hvilke deler av konstruksjonen kan gjenvinnnes med hensyn på dagens regelverk. Dette kan også innebære å se på ulike materialalternativer og vurdere om det vil være mer kostnadseffektivt å reparere eksisterende materialer eller erstatte dem helt. For å gjøre slike vurderinger krever det helt konkrete eksempler å se på. Dersom det har vært en vannskade, deformasjoner eller andre faktorer som har bidratt til å forringe kvaliteten må disse komponentene åpenbart byttes ut.

Når det gjelder tidsrammer og planlegging, må man ta hensyn til ulike faktorer som kan påvirke prosessen, for eksempel værforhold, tilgjengelighet til materialer og arbeidskraft..

Valg av materialer kan også påvirke rehabiliteringsprosessen og resultatet. Valg av materialer kan også påvirke prosjektet, og man må vurdere ulike faktorer som holdbarhet, pris og tilgjengelighet når man tar beslutninger om materialvalg.

For å sikre en vellykket rehabilitering må man veie opp ulike faktorer og prioritere ulike aspekter av prosjektet. Det kan være nødvendig å ta noen kompromisser i forhold til kostnader, tidsrammer og materialvalg for å sikre at rehabiliteringen blir gjennomført på en trygg og bærekraftig måte.

Under rehabiliteringsprosessen kan det oppstå en rekke problemer som kan påvirke både tidsrammer, kostnadseffektivitet og kvaliteten på sluttresultatet. Et av de mest utfordrende aspektene ved rehabilitering av konstruksjoner er å bevare integriteten til de eksisterende komponentene mens man samtidig oppgraderer eller bytter ut de delene som trenger det. Dette krever grundige analyser av konstruksjonen og materialene som brukes, samt en god planlegging og koordinering av arbeidet.

Et annet problem som kan oppstå er skader som kan ha oppstått over tid, og som kanskje ikke er synlige ved første øyekast. Dette kan være svekket struktur, fuktinntrenging og råte i treverk, korrosjon av metallkomponenter og lignende. Det er viktig å identifisere og vurdere tiltak for slike problemer tidlig i prosessen for å hindre at de forverres og blir dyrere å fikse senere.

I tillegg kan valg av materialer og entreprenører være en utfordring. Det kan være vanskelig å finne materialer som passer til den eksisterende konstruksjonen, og det kan være vanskelig å finne entreprenører som har tilstrekkelig kompetanse til å utføre arbeidet på en tilfredsstillende måte. Dette kan føre til forsinkelser og økte kostnader.

Når det gjelder gjenbruk av eksisterende komponenter, kan det være utfordrende å finne ut hvilke deler som kan brukes og hvilke som må byttes ut. Dette krever grundige inspeksjoner og testing av komponentene, og det kan være nødvendig med reparasjoner og oppgraderinger for å sikre at de oppfyller dagens krav til sikkerhet og ytelse.

For å gjøre grundige analyser av konstruksjoner i rehabiliteringsprosessen, er det viktig å ha en grundig forståelse av de eksisterende konstruksjonene og materialene som brukes i bygget. Dette kan innebære å gjennomføre omfattende undersøkelser, både visuelle og tekniske, for å vurdere tilstanden til materialene og strukturen som helhet.

Det kan også være aktuelt å benytte seg av avansert teknologi og verktøy, for eksempel laser-skanning eller tilstandsovervåkningssystemer, for å få et mer detaljert bilde av tilstanden til konstruksjonen. På denne måten kan man identifisere eventuelle svakheter eller problemer som må tas hensyn til i rehabiliteringsprosessen.

Når det gjelder gjenbruk av eksisterende komponenter, kan dette være et godt alternativ i tilfeller der materialene er av god kvalitet og fortsatt har tilstrekkelig styrke til å oppfylle de nødvendige kravene. Imidlertid kan det være situasjoner der det ikke er mulig eller tilrådelig å gjenbruke eksisterende materialer på grunn av alvorlige skader eller svekkelser. I slike tilfeller kan det være nødvendig å erstatte de eksisterende materialene med nye materialer, eller bruke nye materialer som står på en slik måte at de avlaster eller bidrar til å støtte opp i og rundt de eksisterende komponentene som et kompensierende tiltak for å sikre tilstrekkelig styrke og stabilitet i konstruksjonen. Dersom man velger å la de eksisterende komponentene stå igjen og sette inn nye materialer i kontakt med disse, kan dette også føre til behov for modifikasjoner og grundige inspeksjoner for å sikre sikkerheten til konstruksjonen.

5.8 Vurderinger av resultater og regelverk

Det er viktig å påpeke at rehabilitering av eksisterende byggverk kan være mer bærekraftig enn å rive og bygge nytt. Dette kan være spesielt aktuelt dersom en konstruksjon har en god teknisk tilstand. Å opprettholde og modernisere eldre bygninger kan bidra til å bevare kulturhistorisk og arkitektonisk arv samtidig som det kan gi økonomiske og miljømessige fordeler. Det og definerer hva som en god teknisk tilstand må være en vurdering av om byggverket kan rehabiliteres og bygges videre på, om

tilstanden til konstruksjonen er akseptabel og man kan ettermontere tekniske løsninger som senker energiforbruket.

Først og fremst er det viktig å påpeke at plan- og bygningsloven har som formål å fremme bærekraftig utvikling til beste for den enkelte, samfunnet og framtidige generasjoner. Dette innebærer at en bygning må oppfylle krav til sikkerhet, helse, miljø, energi og bærekraftighet, og slik at vern av liv og materielle verdier ivaretas. Dersom en konstruksjon oppfyller disse kravene og har en god teknisk tilstand, bør rehabilitering være det foretrukne alternativet. Ved å opprettholde en eksisterende bygning, kan man unngå å bruke unødvendige ressurser på riving og bygging av nytt, som vil være mer ressurskrevende og ha større klimaavtrykk.

Videre er det viktig å påpeke at bygninger med oppholdsrom for mennesker skal prosjekteres og utføres slik at krav til forsvarlig energibruk, planløsning og innemiljø, herunder utsyn, lysforhold, isolasjon, oppvarming, ventilasjon og brannsikring mv., blir oppfylt. Dette innebærer at rehabilitering av eldre bygninger kan føre til at energieffektiviteten øker, og dermed bidra til å redusere utslipp av klimagasser. Man øker også bruksverdien av konstruksjonen ved å rehabilitere. Bruksverdien kan være økt levetid, økt størrelse eller endring på planløsning som øker bruken av konstruksjonen.

Ved tiltak på eksisterende byggverk kan kommunen gi helt eller delvis unntak fra tekniske krav, dersom det vurderes som forsvarlig ut fra sikkerhet, helse og miljø. Ved vurderingen skal kommunen legge vekt på byggverkets alder, formell vernestatus, type, formål, plassering, varigheten av tiltaket og nåværende tekniske tilstand, forhold som kan redusere negative konsekvenser ved at det gis unntak og fordeler som oppnås med tiltaket. Dette innebærer at dersom en eldre bygning har en vernestatus eller er av kulturhistorisk eller arkitektonisk verdi, kan det være aktuelt å gi unntak fra tekniske krav for å ivareta disse verdiene. Dette man lette jobben med å rehabilitere eldre konstruksjoner. Det som er risikoen, kan være det økonomiske i et prosjekt hvor man på forhånd ikke kjenner kostnaden ved en rehabilitering før man er kommet et godt stykke inn i arbeidet. Det kan dukke opp flere ukjente faktorer som dårlig trevirke, dårlige forbindelser, uheldige løsninger for bæring og uheldige påvirkninger ved å for eksempel flytte eller bytte bæring. Ved flytting eller bytte av bæring kan dette introdusere utfordringer for bærende deler i nærheten eller i selve strukturen fordi det kan introdusere spenninger og påkjenninger som i utgangspunktet ikke var der. Dette vil imidlertid alltid være en faktor som må vurderes individuelt i hvert enkelt prosjekt.

Kommunen kan også avslå en søknad om riving inntil det foreligger igangsettingstillatelse for nytt tiltak på tomta. Dette kan bidra til å unngå unødvendig riving og bygging av nye konstruksjoner, og heller oppfordre til rehabilitering og gjenbruk av eksisterende byggverk. Dette er en viktig faktor i arbeidet med å fremme bærekraftig utvikling, da det å redusere avfallsmengden og energiforbruket som er forbundet med riving og bygging av nye konstruksjoner kan bidra til å begrense miljøpåvirkningen av byggearbeider. Hvilke vurderinger kommunen må legge vekt på i et slik avslag vil variere fra søknad til søknad. Det kan være lokale forhold eller planer for området som det tas hensyn til. Det ble ikke undersøkt om det foreligger noen praksis eller eksempler i denne oppgaven der hvor kommunen avslår en søknad. Imidlertid vurderes det at kommunen har objektive kriterier for å kunne avslå en søknad om riving. Det kan være ønsker fra typisk utbygger å utnytte tomten ved å bygge større, eller flere boenheter. Dersom konstruksjonen har en forsvarlig bærende konstruksjon og at det kan dokumenteres at man kan bygge videre på eksisterende konstruksjon burde en søknad om riving avslås. Dette betyr at de stilles strengere krav til kreativiteten til utbyggeren. Utbyggeren må kunne videreutvikle tomten med eksisterende konstruksjon. Dette kan for eksempel være å bygge tilbygg, eller bygge ut eksisterende konstruksjon.

Når en undersøkelse av en konstruksjon viser at alle tekniske krav er oppfylt, er det også et viktig argument for å velge rehabilitering. Dette vil ikke bare bidra til å redusere avfallsmengden og miljøpåvirkningen, men det kan også være kostnadseffektivt sammenlignet med å bygge en ny konstruksjon fra bunnen av. Ved å rehabilitere en eksisterende bygning kan man også bevare dens historiske eller arkitektoniske verdi, og samtidig tilpasse den til moderne behov.

I tillegg til dette kan rehabilitering også være en viktig faktor for å sikre at byggverkene opprettholder sin tilsiktede levetid. Ved å ta hensyn til geografiske forskjeller og klimatiske forhold på stedet, samt å tilpasse byggverket til moderne krav til sikkerhet, helse og miljø, kan man sørge for at det kan brukes i mange år framover.

For denne caseoppgaven må det søkes unntak fra tekniske krav for kjeller og første etasje, spesielt knytte til krav som er andre enn de som stilles i konstruksjonssikkerhet. Konstruksjonssikkerheten er dokumentert i resultatene, og vist at konstruksjonen har en kapasitet som er akseptabel. Andre etasje i konstruksjonen vil tilfredsstille kravene i TEK17. Derfor legges det ikke mye vekt på vurdering av andre etasje i en slik søknad om unntak fra tekniske krav. Imidlertid antas det at huset og fasaden ikke har noe arkitektonisk verdi, det er ingen vernestatus, tilstanden er akseptabel, det er ikke noe spesielt med trehuset og plasseringen er av en slik art at den ikke skiller seg ut. Det må legges til at i

området hvor trehuset står i dag, så finnes det lignende hus som er bygget i tråd med fortetningen som har foregått i området.

Da gjenstår vurderinger som kan redusere negative konsekvenser, og fordeler som oppnås ved at det gis unntak. Negative konsekvenser kan være at det er vanskelig å oppnå enkelte tekniske krav som er ment for nybygg som for eksempel at man må være koblet opp mot fjernvarme eller ha flere energikilder enn strøm til oppvarming. I tillegg kan det være utfordringer å ettermontere balansert ventilasjon i hele konstruksjonen som kjeller og første etasje, eller andre krav til universell utforming.

Fordelene som oppnås ved rehabiliteringen vil være å øke bruksverdien, øke boarealet slik at konstruksjonen får plass til flere mennesker og man øker sikkerheten i konstruksjonen. Når man øker sikkerheten betyr dette i grunn at man går fra å ha en konstruksjon hvor man har ukjente sikkerhetsfaktorer, sannsynligvis ugunstige konstruksjonsløsninger og bygget i en tid hvor vi ikke har den store kunnskapen om konstruksjonssikkerhet som det vi har nå. I tillegg kan flere fordeler være å senke energiforbruket til hele konstruksjonen. Man vil sannsynligvis ikke kunne etterinstallere fjernvarme eller vannbåren varme som kan brukes til oppvarming. Imidlertid er det ikke noen hindring å ettermontere peis i hver etasje. Dagens pipeteknologi gjør at man kan montere pipe ute på yttervegg, med pipe som går over tak. Siden planløsningen er åpen, og det er ikke mange rom i hver etasje kan det være at installering av en pipe er det mest gunstige tiltaket. Alternativet kan være å måtte grave opp hele kjelleren, etterisolere, for så å støpe inn vannbåren varme. Dette kan være med på å svekke den eksisterende bærende konstruksjonen i kjelleren som gammel ringmur. En slik løsning vil åpenbart ha negative konsekvenser om det ikke gis unntak fra tekniske krav.

Det er en utfordring å kunne dokumentere at beregninger og tekniske løsninger er i overensstemmelse med standarden. Det utføres beregninger på trevirke og komponenter som vi ikke kjenner kvaliteten til. For å være på den sikre siden kan man la det gamle ukjente stå igjen, og ettermontere avbøtende tiltak som er med på å gjøre det som i utgangspunktet var usikkert nå blir mye sikrere.

6 Konklusjon

Dette kapittelet skal konkludere med hvilke utfordringer som kan komme opp ved en rehabilitering

Plan- og bygningsloven starter med i §1-1 å si at formålet med bestemmelsene er å fremme bærekraftig utvikling som den enkelte, samfunnet og framtidige generasjoner. Per i dag åpner regelverket for at kommuner kan avslå en søknad om riving av en eksisterende konstruksjon inntil et det foreligger godkjenning for et nytt tiltak på en tomt. Dette betyr at kommunen kan styre utviklingen for rehabilitering i form av å avslå en søknad fra noen som ønsker å rive et hus for å sette opp et nytt, eller utvikle en tomt med å øke prosentvis utnyttelse av tomten.

For å lette på en rehabilitering og oppgradering av eksisterende enebolig som denne oppgaven dreier seg om har kommunen fått inn en ny bestemmelse i plan- og bygningsloven. Denne bestemmelsen åpner for at kommunen gis mulighet til å gi helt eller delvis unntak fra tekniske krav. For å kunne gjøre en slik vurdering må det være forsvarlig ut fra et sikkerhets-, miljø- og helseperspektiv. Det er derimot noen vilkår som må tilfredsstilles.

For å undersøke om bygningen er forsvarlig ut fra sikkerhet, helse og miljø må man for eksempel kartlegge hvordan konstruksjonen er bygget opp, hvilke teknikker som er brukt for å sette opp konstruksjonen, tilstanden til materialene som er i konstruksjonen, dimensjoner på komponenter som er brukt og om det er andre skader på bygget forårsaker av dårlig vedlikehold eller fukt og råte. I praksis vil dette innebære å gjennomføre omfattende undersøkelser, både visuelle og tekniske, for å vurdere tilstanden til materialene og strukturen som helhet. I tillegg må man kartlegge hvilke krefter som virker på konstruksjonen, og skille ut utsatte komponenter eller forbindelser. Disse komponentene og forbindelsene må særskilt vurderes for å se om eksisterende materialer og komponenter klarer eventuelt nytt lastbilde, og/eller om det er riktig dimensjonert etter dagens eurokoder.

For å skaffe oversikt bør ny konstruksjon tegnes inn i et tegneprogram som gjør at man får frem bærende deler i huset for å gjøre videre undersøkelser. Videre må man se på helheten i konstruksjonen I tillegg kan det være utfordringer å finne ut av kvaliteter på komponentene.

Denne oppgaven så på en case oppgave hvor man skulle rehabilitere et trehus fra 1982 som var bygd med et tradisjonelt saltak. Det var opprinnelig to og en halv etasje på trehuset. Det ble redesignet fra saltak til tre fulle etasjer med pulttak. En av grunnene til å gjøre dette var å øke sikkerheten til

konstruksjonen, forlenge husets levetid, øke ytelsene og kvalitetene. Dette er sentrale punkter i en rehabilitering.

En av utfordringene i oppgaven var å vurdere om eksisterende komponenter hadde akseptabel kapasitet til å bære en annen type lastbilde i andre etasje. Vekten fra takkonstruksjonen gikk ned i ytterveggene på to av husets fire vegger, mens i resultatet er vekten fordelt over på alle de fire veggene.

Dette øker sikkerheten siden taket vav et større areal som tar opp lasten. I tillegg ble tverrsnittet for søylene i ytterveggene gjort større for å øke sikkerheten. Som en bieffekt av å øke dimensjoneringen i ytterveggene kan man etterisolere som øker senker energiforbruket til konstruksjonen.

Vekten fra andre etasje er ikke endret så mye. Tidligere var bæringen av vekt fra laster i andre etasje primært båret av en ståldrager i senter av gammel konstruksjon. I resultatet ble bærepunktene for laster fra andre etasje spredt på hele arealet av andre etasje. Dette kan medføre at man må gjøre en analyse om originalt trevirke i yttervegger og eksisterende bæring på gjennom konstruksjonen tålte det nye lastbildet.

En annen utfordring var å undersøke om enkeltkomponenter tålte påkjent belastning av de nye lastene. I utgangspunktet hadde andre etasje et annet design hvor taksperrene i midten var svært lange og strakk seg over nesten hele konstruksjonen. Disse bjelkene feilet i analysen. Da måtte det undersøkes videre, forandre dimensjon og til slutt ble det lagt inn et annet bæresystem som sikret at kapasiteten var akseptabel.

Når det er usikkerhet om eksisterende konstruksjon tåler belastningen som kommer etter at den skal rehabiliteres så kan en slik rehabilitering være en mulighet til å utbedre og gjøre rettelser av konstruksjonsfeil, eller forsterke konstruksjonen. I denne konstruksjonen ble det blant annet sørget for at etasjeskilleren mellom første og andre etasje ble rettet opp i og lagt inn flere avstivninger slik at ny etasjeskiller får en stivere og lengre levetid. Dette ble gjort teoretisk ved å legge nytt konstruksjonsvirke (48 mm x 198 mm) parallelt og festet til eksisterende bjelker i tillegg til ny kubbing mellom de nye bjelkene i etasjeskilleren.

I sum ble det vurdert at denne oppgaven oppfyller regelverket og unntak fra tekniske krav kan gis, samtidig som at konstruksjonen oppfyller de tekniske kravene til konstruksjonssikkerhet i TEK17.

Et forslag til videre arbeid med denne bachelorrapporten er å innhente et referansehus for å kunne vurdere hvilken løsning som hadde vært mest klimavennlig. De mest anerkjente aktørene som produserer og leverer nybygg ble kontaktet som et ledd med informasjonsinnhenting. Dessverre svarte ingen på henvendelsene som ble sendt ut. Da kan man få et objektivt svar på om rehabilitering eller nybygg bidrar til minst klimagassutslipp. Forhåpentligvis vil noen undersøke dette videre.

7 Tabeller, former og figurer

Figur 1, 523.251, Bindingsverk av tre. Dimensjonering og utførelse, utgave feb 2023, versjon 6.1 ..21	
Figur 2, sikkerhetsfaktor i beregninger (Fagbokforlaget, 2017).....23	
Figur 3, IPE-bjelke med understøttet over A og B36	
Figur 4, byggforskserien, 525.002, punkt 1339	
Figur 5, viser grunnverdi for vindhastighetsstrykk fra vindkast $qp_0(z)$ for $vb, 0 = 26 ms$44	
Figur 6 vindlaster på en konstruksjon. (SINTEF - 2003)45	
Figur 7, figur 7.7 i NS-EN 1991-1-4:2005+NA:200947	
Figur 8, viser Figur 7.4 – Referanse høyde z_e , avhengig av h og b , og tilhørende hastighetstrykkprofil fra NS-EN 1991-1-4:2005+NA:200950	
Figur 9, formfaktorer for vertikale vegger fra NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009.....51	
Figur 10, figur 7.2 innvendige formfaktorer for jevnt fordelte åpninger fra NS-EN 1991-1-4:2005+NA:200952	
Figur 11, NTNU - forelesning - egen og nyttelast54	
Figur 12, fra 520.243 vindavstiving i sintef byggforskserien.....56	
Figur 13, skisser av forskjellige typer avstivingsmetodikker fra byggforskserien 520.243 - Vindforankring og vindavstivning56	
Figur 14, skisse av en I-bjelke av trematerialet61	
Figur 15, enkel modell av spenningskontroll.....62	
Figur 16, bøyespennning rundt en eller to akser.....63	
Figur 17, spennvidde i beregninger65	
Figur 18, trekomponenter med skjærspenninger, a) parallelt med fiberretning, og b) normalt på fiberretningen.....65	
Figur 19, eksemplarskisse med påkjent moment og skjær på en bjelke66	
Figur 20, konsentrert last (F) ved opplegg.....67	
Figur 21, størrelser og retninger på slankheter68	
Figur 22, knekk lengder for noen typiske tre søyler69	
Figur 23, , eksempler på leddede søyleender og innspente søyleender i forhold til potensiell knekkkurven.....70	
Figur 24, avstiving mot vipping.....72	
Figur 25, fritt opplagt gaflet bjelke med konstant moment72	
Figur 26, IPE-bjelke med understøttet over A og B76	
Figur 27, viser faktorer som er relatert til knekk lengder82	
Figur 28, definisjon på REI.....85	
Figur 29, oppbygging av yttervegger i rehabilitert konstruksjon111	
Figur 30, oppbygging av skillevegger rehabilitert konstruksjon112	
Formel 1, lastvining og kapasitet23	
Formel 2, reduksjonsfaktoren29	
Formel 3, formel 6.10 a) og b) fra NS-EN 1990:2002+A1+AC+NA.....30	

Formel 4, formel 6.10 a) og b) fra NS-EN 1990:2002+A1+AC+NA.....	31
Formel 5, Momentligning basert på 6.10 a) fra NS-EN 1990:2002+A1+AC+NA	32
Formel 6, Momentligning basert på 6.10 b) fra NS-EN 1990:2002+A1+AC+NA.....	32
Formel 7, dimensjonerende lastvirkning fra byggforskserien alternativ 1	32
Formel 8, dimensjonerende lastvirkning fra byggforskserien alternativ 2	32
Formel 9, for snølaster iht. 5.1 fra NS-EN 1991-1-3:2003+A1:2015+NA:2018	38
Formel 10, snølast inkludert høydetillegg	40
Formel 11, utregning av høydegitillet Hg	41
Formel 12, utregning av basisvindhastighet	42
Formel 13, likning for vindtrykket q _p basert på forskjellige faktorer	43
Formel 14, ligning for C _{pe} -verdier for arealer mellom 1 og 10 kvm.....	45
Formel 15, finner et forhold mellom arealer av åpninger (sugkrefter) og arealer av alle åpninger.....	53
Formel 16, ligning for å finne vindlasten F _w	53
Formel 17, formel for spenningskontroll	62
Formel 18, dimensjonerende spenningsligning	63
Formel 19, treghetsmoment I, momentmotstand w, og høydefaktor	63
Formel 20, bøyespenningskontroll to akser	63
Formel 21, bøyespenningskontroll to akser	63
Formel 22, spenningsformel, om z og y akse	63
Formel 23, dimensjonerende bøyefasthet	64
Formel 24, skjærkontroll.....	65
Formel 25, formel for skjær	65
Formel 26, dimensjoerende skjær	66
Formel 27, torsjonskontroll.....	67
Formel 28, normalspenning	68
Formel 29, treghetsmoment I.....	68
Formel 30, treghetsradius.....	68
Formel 31, slankhet.....	69
Formel 32, knekk lengde.....	69
Formel 33, relativ slankhet	69
Formel 34, ki-faktoren for konstruksjonsvirke	70
Formel 35, ki-faktoren for limtre	70
Formel 36, formel for knekkfaktor	70
Formel 37, aksialkapasitet	70
Formel 38, formel for vipping	71
Formel 39, formel for kritisk spenning i søylekneking.....	71
Formel 40, formel for kritisk spenning	73
Formel 41, relativ slankhetstall for bøyning	73
Formel 42, k _{crit} for forskjellige relative slankheter	73
Formel 43, spenningskontroll	73
Formel 44, spenningskontroll dimensjonerende	74
Formel 45, dimensjonerende moment.....	74
Formel 46, momentkontroll kapasitet mot dimensjonert moment.....	74
Formel 47, krav til duktilitet	77

Formel 48, bruddforlengelse	77
Formel 49, knekk lengde for stål	82
Formel 50, dimensjonerende knekkraft for stålsøyle.....	82
Formel 51, krav om bøyeknekking for stålsøyler	83
Tabell 1, 1990:2002+A1:2005+AC+NA:2016	24
Tabell 2, tabell 6.1 fra NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019	28
Tabell 3, tabell 6.2 fra NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019	29
Tabell 4, \psi_x-verdier\ for\ bygninger\ hentet\ fra\ i NA.A1.1 i NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016	31
Tabell 5, definisjon av klimaklasser fra eurokode 5	34
Tabell 6, definisjon på lastvarighetsklasser	35
Tabell 7, oversikt over verdier for k_{mod}	35
Tabell 8, oversikt over verdier for k_{def}	35
Tabell 9, nedbøyningskrav i henhold til eurokode 0.....	36
Tabell 10, verdier for eksponeringskoeffesienten C_e fra NS-EN 1991-1-3:2003+A1:2015+NA:2018	38
Tabell 11, Tabell 5.2 Formfaktorer for snølast i NS-EN 1991-1-3:2003+A1:2015+NA:2018.....	40
Tabell 12, terrengkategorier og terrengparametere fra NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009	42
Tabell 13, tabell 7.3 a) og 7.3 b) fra NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 som viser utvendig formfaktor for pulttak.....	48
Tabell 14, tabell 7.1 hentet fra NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009	51
Tabell 15, hentet fra NS-EN 338:2016, tabell 1	60
Tabell 16, , hentet fra NS-EN 14080:2013+NA:2016, tabell 4	60
Tabell 17, Karakteristiske materialfastheter og midlere stivhetsmoduler i N/mm ² . (Hunton, 2023) ..	61
Tabell 18, , Karakteristiske materialfastheter og midlere stivhetsmoduler i N/mm ² . (Hunton, 2023)	62
Tabell 19, beskrivelse av faktorer i dimensjonerende bøyefasthet	64
Tabell 20, oversikt over profiler, og valg av knekkuve for ulike profiler	77
Tabell 21, klassifisering av tverrsnitt punkt 5.2.2 i EK 5 del 1-1	80
Tabell 22, partialfaktor justert i henhold til NA.6.1 i EK del 3-1	81
Tabell 23, parametere i beregningen.....	101
Tabell 24 bilder av konstruksjonen i SketchUp Pro 2021	111
Tabell 25, resultater fra Sketchup Pro 2021	115
Tabell 26, konstruksjonens tak og takdetaljer i Sketchup Pro 2021	117
Tabell 27, laster som er benyttet i beregningene i rehabilitert konstruksjon	123
Tabell 28, bilder av konstruksjonsløsninger i Sketchup Pro 2021.....	123
Tabell 30, bilder som viser skisser av andre etasje og uttak av komponenter for analyse i Sketchup Pro 2021	137
Tabell 31, parametere i beregningen for 2.etasje	141

Bilde 1, viser hus fra nord - eksisterende konstruksjon	91
Bilde 2, viser hus fra sør - eksisterende konstruksjon	92
Bilde 3, bilde fra prospekt i boligsalgsoppgave som viser hus og hage	93
Bilde 4, bilde fra prospekt i boligsalgsoppgave som viser hus fra nord	93
Bilde 5, planskisse av kjeller	94
Bilde 6, planskisse første etasje	95
Bilde 7, planskisse andre etasje	96
Bilde 8, rehabilitert konstruksjon sett fra nord i Google Earth.....	102
Bilde 9, rehabilitert konstruksjon sett fra nord ovenfra i Google Earth.....	103
Bilde 10, rehabilitert konstruksjon i SketchUp Pro 2021 sett fra sør.	104
Bilde 11, rehabilitering konstruksjon i sketchup sett fra sør, men sett ovenfra i SketchUp Pro 2021	104
Bilde 12, sidevisning av rehabilitert konstruksjon i SketchUp Pro 2021	105
Bilde 13, sidevisning av rehabilitert konstruksjon i SketchUp Pro 2021	106
Bilde 14, sidevisning av rehabilitert konstruksjon i SketchUp Pro 2021	107
Bilde 15, planskisse kjeller i SketchUp Pro 2021	109
Bilde 16, ferdig rehabilitert konstruksjon i Sketchup Pro 2021.....	118
Bilde 17, ferdig rehabilitert konstruksjon fra siden i Sketchup Pro 2021.....	118
Bilde 18, av konstruksjonen med utvendig gips, og lekting på i Sketchup Pro 2021.....	119
Bilde 19, konstruksjonen med utvendig vindsperrgips i Sketchup Pro 2021	119
Bilde 20, oppbygging av rehabilitert konstruksjon - uten kledning i Sketchup Pro 2021	120
Bilde 21, kapasitetsutnyttelse taksperre i Fokus Konstruksjon 3D.....	124
Bilde 22, opplagerkrefter taksperre i Fokus Konstruksjon 3D	124
Bilde 23, største forskyvning taksperre i Fokus Konstruksjon 3D	125
Bilde 24, største moment taksperre i Fokus Konstruksjon 3D	125
Bilde 25, største aksialkraft taksperre i Fokus Konstruksjon 3D.....	126
Bilde 26, største skjærkraft taksperre i Fokus Konstruksjon 3D	126
Bilde 27, resultat av tak uten og med taksperrer i Sketchup Pro 2021	127
Bilde 28, viser uttak av komponent for analyse, limtre drager over vinduet i Sketchup Pro 2021	127
Bilde 29, lastbilde over vinduet på limtre drager i Sketchup Pro 2021	128
Bilde 30, resultat av kapasitetsutnyttelsen på limtre over vindu i 2.etg i Fokus Konstruksjon 3D ...	128
Bilde 31, største forskyvning på limtre drager over vinduet i Fokus Konstruksjon 3D	129
Bilde 32, viser uttak av veggkomponent for analyse i Sketchup Pro 2021	130
Bilde 33, viser lastbildet i Fokus Konstruksjon 3D	130
Bilde 34, limtre drager uten taksperrer i Sketchup Pro 2021	132
Bilde 35, limtre drager med taksperrer i Sketchup Pro 2021	133
Bilde 36, viser lastbildet til limtre drager fra taksperrere i Fokus Konstruksjon 3D	133
Bilde 37, viser modellen av bærelag i 2.etasje i Fokus Konstruksjon 3D	138
Bilde 38, lastmodell i Fokus Konstruksjon 3D med randbetingelser	142
Bilde 39, resultat av moment i bærelaget for 2.etasje i Fokus Konstruksjon 3D	143
Bilde 40, oversikt over kapasitet i bærelaget i 2.etasje i Fokus Konstruksjon 3D	144
Bilde 41, taksperrer med ukurant restkapasitet i Fokus Konstruksjon 3D	152

8 Litteraturliste

Referanser

- Bell, K. (2017). *Dimensjonering av trekonstruksjoner*. Bergen: Fagbokforlaget.
- Britannica, The Editors of Encyclopaedia. (2023, 05 16). *Google Earth*. Hentet fra Encyclopedia Britannica,: <https://www.britannica.com/topic/Google-Earth>
- Byggordboka. (2023, 5 4). *Ord og uttrykk i bygg og eiendom*. Hentet fra Byggordboka: <https://www.byggordboka.no/artikkel/les/rehabilitering>
- Direktoratet for byggkvalitet. (2023, 02 21). *Direktoratet for byggkvalitet*. Hentet fra Byggteknisk forskrift (TEK17) med veiledning: <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/>
- Direktoratet for byggkvalitet, byggeskikk. (2019, september 09). *Hva er byggeskikk?* Hentet fra Hva er byggeskikk?: <https://dibk.no/saksbehandling/byggeskikk/hva-er-byggeskikk/>
- Direktoratet for byggkvalitet, energikravene. (2018, 02 13). *Dette er energikravene i byggteknisk forskrift*. Hentet fra Direktoratet for byggkvalitet: <https://dibk.no/verktoy-og-veivisere/energi/dette-er-energikravene-i-byggteknisk-forskrift/>
- Fagbokforlaget. (2017). *Dimensjonering av trekonstruksjoner*. Bergen: Fagbokforlaget.
- Hunton. (2023, 04 09). *HUNTON I-BJELKEN*. Hentet fra TEKNISK HÅNDBOK: <https://www.hunton.no/wp-content/uploads/2018/09/i-bjelken-teknisk-handbok-web.pdf>
- Hunton Fiber. (2023, 03 16). *Hunton*. Hentet fra TEKNISK HÅNDBOK HUNTON I-BJELKEN: <https://www.hunton.no/wp-content/uploads/2018/09/i-bjelken-teknisk-handbok-web.pdf>
- Knut Ivar Edvardsen og Trond Ø. Ramstad. (2014). *Håndbok 5 Trehus*. Oslo: SINTEF akademisk forlag.
- Kommunal- og distriktsdepartementet. (2020, 12 18). *Prop. 64 L (2020–2021)*. Hentet fra Regjeringen.no: <https://www.regjeringen.no/no/dokumenter/prop.-64-l-20202021/id2814507/>
- Leca Norge AS. (2021, 02). *Teknisk Håndbok 2021*. Nordby, Norge.
- Lovdata. (2023, 02 27). *www.lovdata.no*. Hentet fra Lov om planlegging og byggesaksbehandling (plan- og bygningsloven): <https://lovdata.no/dokument/NL/lov/2008-06-27-71>
- Norsk Standard - Eurokode 3. (2009, 10 01). Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-8: Dimensjonering av knutepunkter og forbindelser, NS-EN 1993-1-8:2005, Norsk Standard. *NS-EN 1995-1*. Standard Online.
- NTNU. (2011, August). Lastberegning. *Kompendium i faget lastberegning*. Gjøvik, Norge: NTNU.

- NTNU. (2020, August). Forelesningsnotater - 7 Snølast 2017H. Gjøvik, Norge.
- NTNU. (2020, August). Lastkombinering i bruddgrensetilstanden. *Lastkombinering i bruddgrensetilstanden - Forelesningsnotater*. Gjøvik, Norge: NTNU.
- NTNU Gjøvik - søyler. (2023, 03 17). Stabilitet - Søyler - forelesning. Gjøvik, Norge: NTNU Gjøvik.
- NTNU Gjøvik. (2020). Vipping 2017H. *Forelesning vipping*. Gjøvik: NTNU Gjøvik.
- Per Kr. Larsen, k. (2014). *Konstruksjonsteknikk*. Bergen: Fagbokforlaget.
- SINTEF - byggforskserien. (2018). 525.002 - *Takformer, taktyper og oppbygning*. Trondheim: SINTEF.
- SINTEF. (2003). 471.041 - *Snølast på tak. Dimensjonerende laster*. Trondheim: SINTEF.
- SINTEF. (2003). Vindlaste på bygninger. 471.043. Trondheim: Byggforskserien.
- SINTEF 520.243. (2011, januar). Vindforankring og vindavstivning av lette trebygninger - Byggforskserien. 520.243 - *Vindforankring og vindavstivning av lette trebygninger - Byggforskserien*. SINTEF.
- SINTEF byggforsk - Fundamentering av små konstruksjoner. (2008, Oktober). 516.631 - Fundamentering av små konstruksjoner. SINTEF.
- SINTEF byggforsk 521.011. (2005). 521.011. *Valg av fundamentering og konstruksjoner mot grunnen*. SINTEF.
- SINTEF byggforskserien. (2005). 521.011. *Valg av fundamentering og konstruksjoner mot grunnen*. SINTEF.
- SINTEF, byggforskserien. (2015). 524.213 - *Innervegger med trestendere*. Trondheim: SINTEF.
- SINTEF, byggforskserien. (2020). *Yttervegger av bindingsverk. Varmeisolering og tetting*. Trondheim: SINTEF.
- Sogne Focus software. (2023, 05 16). *Fokus Konstruksjon*. Hentet fra Fokus Konstruksjon 3D: <https://www.focus.no/produkter/focus-konstruksjon-3d/>
- Standard Norge - EK 3, Del 1-1. (2023, 04 17). *Standard Online*. Hentet fra Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=755701>
- Standard Norge - Endringsblad A1, EK 5 Del 1-1. (2023, 03 16). *Standard Online*. Hentet fra Endringsblad A1, Nasjonalt tillegg NA (informativt), Nasjonalt bestemte parametere ved bruk av NS-EN 1995-1-1 i Norge: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=641535>

- Standard Norge - eurokode 3. (2023, 03 17). *Standard Online*. Hentet fra NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=755701>
- Standard Norge - eurokode 5. (2010, juli 01). Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. *Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. Standard Norge.
- Standard Norge - Vindlaster. (2009). Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-4: Allmenne laster, vindlaster. *NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009*. Bruxells: Standard Norge.
- Standard Norge. (2016). *Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. Bruxells: Standard Norge AS.
- Standard Norge. (2018). *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-3*. Bruxelles: Standard Norge.
- Standard Norge. (2019). *NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019*. Bruxelles: Standard Norge.
- Standard Norge. (2023, 02 21). *Standard Norge*. Hentet fra Referansestandarder til byggt teknisk forskrift TEK17 med veiledning: <https://www.standard.no/nettbutikk/standarder-for-byggfag/referansestandarder-til-byggteknisk-forskrift-tek-med-veiledning/>
- Standard Norge. (2023, 03 06). *www.standard.no*. Hentet fra NS-EN 1991 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner: <https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/eurokode-1-laster-pa-konstruksjoner/>
- Stortinget. (2020). *Endringer i plan- og bygningsloven, eierseksjonsloven og matrikkellova (endret regelverk for eksisterende byggverk og oppdeling av boenheter til hybler mv.)*. Hentet fra Sak: <https://www.stortinget.no/no/Saker-og-publikasjoner/Saker/Sak/?p=82701>
- Trimble. (2023, 05 16). *Sketchup*. Hentet fra Sketchup: <https://www.sketchup.com/>
- Trimble. (2023, 05 16). *Sketchup - Help center*. Hentet fra Viewing Your Model in Google Earth: <https://help.sketchup.com/en/sketchup/viewing-your-model-google-earth>

Vedlegg

Oversikt over vedlegg:

Vedlegg 1 «Takkonstruksjon ordinært strekk»

Vedlegg 2 «Takkonstruksjon ordinær sketchup med bjelker»

Vedlegg 3 «Takkonstruksjon endelig (1)»

Vedlegg 4 «Tak sperre 1 stk cc 600 lengde 4000mm»

Vedlegg 5 «Tak sett fra nord uten detaljer»

Vedlegg 6 «Veggstender 2.etg – vindlast».

Vedlegg 7 «Søyle yttervegg 2.etg – en stender – søyleberegning»

Vedlegg 8 «Søyle yttervegg 2.etg – en stender – beregning»

Vedlegg 9 «Søyle innvendig bærevegg 2.etg – søyleberegning»

Vedlegg 10 «Søyle innvendig bærevegg 2.etg – beregning»

**Vedlegg 11 «Søyle 2.etg, bærer limtrebjelke som opptar krefter fra takbjelker
- søyleberegninger»**

**Vedlegg 12 «Søyle 2.etg, bærer limtrebjelke som opptar krefter fra takbjelker
- beregninger»**

Vedlegg 13 «bjelkelag 2.etg»

Vedlegg 14 «bjelke over vindu 2.etg»

Vedlegg 15 «Tilbakemelding fra SINTEF på bruk av skisser i denne bacheloroppgaven»

