



Høgskulen
på Vestlandet

BACHELOROPPGAVE

Alternativt Bæresystem - Idrettshall

Alternative Structural System – Sports Hall

Andrea Fiskaa Haugen

Victor Møller Guttormsen

Petter Carlos Kvamme

Ingeniør, bygg

Fakultet for ingeniører- og naturvitenskap

Veileder: Svein Rune Kleppe

Innleveringsdato: 22/05-2023

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

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

FORORD

Denne bacheloroppgaven markerer avslutningen på et 3-årig studieløp i ingeniørfag innenfor bygg, ved Høgskulen på Vestlandet (HVL). Oppstart og utvikling av oppgavens tema og problemstilling ble igangsatt høsten 2022. Videre har oppgaven blitt skrevet gjennom hele vårsemesteret i 2023, og har en belastning på 20 studiepoeng. Prosjektgruppa består av Andrea Fiskaa Haugen, Victor Møller Guttormsen og Petter Carlos Kvamme.

Gjennom den treårige utdanningen har vi oppnådd en bred kompetanse innen ulike fagområder som blant annet bygningsfysikk, BIM, mekanikk, samt stål-, tre- og betongkonstruksjoner. Prosjektgruppen hadde en spesiell interesse for konstruksjonsteknikk og har gjennom arbeidet med denne oppgaven tilegnet seg fordypende kunnskap.

Prosjektet er valgt med bakgrunn i gruppens felles studieretning, konstruksjonsteknikk, og er utarbeidet i samråd med NODE rådgivende ingeniører AS (NODE). Under utforming av oppgaven fikk vi mulighet til å øke kunnskapen om blant annet seismisk analyse, spennarmert betong, sveiste platebærere og samvirkekonstruksjoner i limtre og betong.

Oppgaven tar for seg bæresystemet til en idrettshall, utviklet av byggherren Bergen og Omegn Boligbyggerlag (BOB). Vi tar utgangspunkt i NODEs forprosjekterte betongbjelker, og forsker videre på alternative løsninger der vi fremhever de mest fremtredende fordelene og ulempene.

Til slutt vil vi gjerne uttrykke vår takknemlighet til vår veileder fra NODE, Vera Skarsfjord Román for hennes assistanse og veiledning i oppstartsprosessen. Vi vil også takke ulike entreprenør- og transportselskap, samt produsenter, som vi har fått verdifull hjelp fra i daglig mailkorrespondanse. Vi ønsker også å rette en stor takk til vår interne veileder Svein Rune Kleppe for meget god veiledning og faglig assistanse. Flere av bygginstituttets lektorer har vist stor interesse og veiledet oss med oppgavens utfordringer. Avslutningsvis ønsker prosjektgruppen å takke hverandre for tre fine år og et godt samarbeid med bacheloroppgaven.

Andrea Fiskaa Haugen

Victor M. Guttormsen

Victor Møller Guttormsen

Petter C. Kvamme

Petter Carlos Kvamme

SAMMENDRAG

Målet for denne oppgaven har vært å undersøke ulike bæresystem til en idrettshall. Det er tatt utgangspunkt i det forprosjekterte systemet, som består av tre slakkarmerte betongbjelker (NODE). Det som har gjort oppgaven spesielt unik, er at det skal oppføres studentboliger på deler av taket til idrettshallen. Derfor har taket blitt konstruert med rette bærebjelker, som har et langt spenn.

De alternative bæresystemene som betraktes er slakk- og spennarmert betong, oppsveist platebærer i stål og betong-tre samvirke. Deres fordeler og ulemper har dannet et vurderingsgrunnlag for valg av løsning. Oppgavens tittel og problemstilling er derfor: «Alternativt bæresystem – Idrettshall».

Teorien gir grunnleggende kunnskap om de ulike materialtypene som er benyttet i bæresystemene. I tillegg presenteres de viktigste dimensjoneringsprinsippene tilknyttet de gjeldende materialene.

Lastene består av egen-, nytte- og naturlaster. Hovedprinsippet bak lastberegningene er at studentboligene skal kunne plasseres fritt på taket. Resterende parkareal på taket – som ikke består av studentboliger – er belastet med snølast, samt egenlast fra betongdekke og jordmasser. For å spare materialer og egenvekt i dimensjoneringen av dekket, er det forutsatt at lasten fra boligene føres direkte inn over bærebjelkene i idrettshallen.

For de ulike bæresystemene kontrolleres det hovedsakelig for moment- og skjærkapasitet, samt vertikal forskyvning. Målet for dimensjoneringen er å finne bærebjelker som har god nok kapasitet i henhold til krav satt i Eurokodene.

I nest siste del av oppgaven fremstilles materialene for de ulike punktene som kan anses som avgjørende for valg av type bæresystem. Disse omhandler blant annet økonomiske- og miljømessige forskjeller, samt praktisk gjennomførbarhet.

Avslutningsvis drøftes de alternativene bæresystemene opp mot resultatene, som er presentert i kapittel 6. Det konkluderes med at slakkarmerte betongbjelker tilsynelatende er det mest egnede bæresystemet. På grunn av oppgavens begrensede tidsramme har prosjektgruppen reflektert rundt oppgavens innhold og videre arbeid i kapittel 8.

ABSTRACT

The objective of this study has been to investigate various structural systems for a sports hall. The preliminary system, consisting of three slack-reinforced concrete beams (NODE), has been used as a starting point. What has made this task especially unique is the requirement to construct student housing on parts of the sports hall roof. Consequently, the roof has been designed with straight supporting beams with a long span.

The alternative structural systems considered include slack and tension-reinforced concrete, welded steel plate girders, and concrete-wood interaction. The advantages and disadvantages of these systems have formed the basis for the selection of the solution. Thus, the title and problem statement of the task are: "Alternative Structural System - Sports Hall".

The theoretical part provides fundamental knowledge about the various materials used in the structural systems. Furthermore, the key design principles associated with the respective materials are presented.

The loads consist of self-load, imposed loads, and natural loads. The main principle behind load calculations is the freedom to place student housing anywhere on the roof. The remaining park area on the roof - not occupied by student housing - is subjected to snow load, as well as self-weight from the concrete deck and soil masses. To save materials and self-weight in the design of the deck, it is assumed that the load from the houses is applied directly above the support beams in the sports hall.

For the various structural systems, the main checks are primarily performed for moment and shear capacity, as well as vertical displacement. The goal of the design process is to find support beams with sufficient capacity according to the requirements set in the Eurocodes.

In the penultimate part of the task, the materials are presented for various points that can be considered decisive for the choice of structural system type. These include economic and environmental differences, as well as practical implementation.

Finally, the alternative structural systems are discussed in relation to the results, presented in Chapter 6. It is concluded that slack-reinforced concrete beams seem to be the most suitable structural system. Due to the limited timeframe of the task, the project group has reflected on the content of the task and further work, in chapter 8.

INNHALDSFORTEGNELSE

Forord.....	II
Sammendrag.....	III
Abstract.....	IV
Figurliste.....	VII
Tabelliste.....	VIII
Formelliste.....	IX
1 Innledning.....	1
1.1 K90.....	1
1.2 Bakgrunn for oppgave og oppdragsgiver.....	1
1.3 Problemstilling.....	3
1.4 Avgrensninger.....	4
2 Teori.....	5
2.1 Regler og forskrifter.....	5
2.2 Materialer.....	7
2.3 Last.....	25
2.4 Grensetilstander.....	26
2.5 Miljø.....	28
2.6 Digitale verktøy.....	30
3 Fremgangsmåte.....	32
3.1 Møte med NODE.....	32
3.2 Utforming av konstruksjonen.....	32
3.3 Statisk system.....	34
4 Lastberegninger.....	35
4.1 Egenlast.....	35
4.2 Nyttelast.....	36
4.3 Studentboliger.....	37
4.4 Vindlast.....	41
4.5 Snølast.....	44

4.6 SEISMISKE LASTER.....	45
5 Dimensjonering	51
5.2 Kontroller	52
5.3 Dekke	53
5.4 Bjelker	54
6 Resultater og diskusjon	73
6.1 Evaluering av beregninger.....	73
6.2 Praktisk gjennomførbarhet og transportløsninger	74
6.3 Økonomi.....	77
6.4 Miljøvurderinger	78
7 Konklusjon	80
8 Refleksjon og videre arbeid.....	82
9 Referanseliste	84

FIGURLISTE

FIGUR 1. PROSJEKT K90 [1].	1
FIGUR 2. ARKITEKTTEGNING FRA NODE OG RÅBYGG TEGNET I REVIT	2
FIGUR 3. 3D TEGNING AV BYGGET, HENTET FRA IFC-FIL FRA NODE	3
FIGUR 4. SPENNINGSFORDELING. HENTET FRA: EC2-FIGUR 3.5	8
FIGUR 5. BRUDDGRENSETØYNINGER	9
FIGUR 6. INDRE KRAFTPOLYGON	9
FIGUR 7. KABELRØR FOR ETTEROPPSPENT ARMERING, HENTET FRA: WIKIPEDIA	11
FIGUR 8. SPENNKABEL I EN BJELKE	12
FIGUR 9. VARMVALSEDE STÅLPROFILER HENTET FRA: BKS, 520.226	13
FIGUR 10. ELASTISK OG PLASTISK SKJÆRSPENNINGSFORDELING [35].	14
FIGUR 11. KILSVEIS: SPENNINGER I SVEISESNITTETS PLAN. HENTET FRA EC1-8, FIGUR 4.5	16
FIGUR 12. FRITT OPPLAGT BJELKE	17
FIGUR 13. SPENNINGSDIAGRAM	17
FIGUR 14. SPENNINGSDIAGRAM MED HORIZONTALT SNITT	18
FIGUR 15. OPPBYGGING AV GL30C [38].	19
FIGUR 16. EKSEMPEL PÅ MASSIVTREELEMENT [42].	20
FIGUR 17. TREETS STRUKTUR	21
FIGUR 18. PRINSIPP FOR BETONG-TRE SAMVIRKE. INSPIRERT AV [46]	23
FIGUR 19. ILLUSTRASJON AV ENSIDIG (VENSTRE) OG TOSIDIG (HØYRE) TANNENE FORBINDERE [47].	24
FIGUR 20. ARKITEKTTEGNING. HENTET FRA NODE	32
FIGUR 21. SKISSE AV BETONGBJELKE OG DEKKE	33
FIGUR 22. SKISSE AV PLATEBÆRER OG DEKKE	33
FIGUR 23. SKISSE AV LIMTREBJELKE MED DEKKE	33
FIGUR 24. BETONGBJELKER TEGNET I REVIT	34
FIGUR 25. PLATEBÆRERE TEGNET I REVIT	34
FIGUR 26. LIMTREBJELKER TEGNET I REVIT	34
FIGUR 27. FRITT OPPLAGT BJELKE	34
FIGUR 28. ILLUSTRASJON AV STUDENTBOLIGENE OG IDRETTSHALLEN. TEGNET I REVIT	37
FIGUR 29. OPPTREDENDE PUNKTLASTER FRA STUDENTBOLIGENE	38
FIGUR 30. TO AKTIVE BETONGBJELKER UNDER STUDENTBOLIGENE	40
FIGUR 31. FEM AKTIVE BJELKER UNDER STUDENTBOLIGENE	40
FIGUR 32. FRITT OPPLAGT BJELKE MED PUNKTLASTER FRA STUDENTBOLIGENE	41
FIGUR 33. VINDLASTER SOM VIRKER PÅ STUDENTBOLIGENE. TEGNET I REVIT.	41
FIGUR 34. VISER AVSTANDER TIL LØVSTAKKEN, ULRIKEN OG BYFJORDEN [66]	42
FIGUR 35. HØYDEPROFIL [66]	43
FIGUR 36. VINDEN SOM TREFFER STUDENTBOLIGENES FASADE. HENTET FRA OS-PROG	44
FIGUR 37. VINDTRYKKET FRA SONE D OG E. TEGNET I REVIT	44
FIGUR 38. SEISMISKE SONER. [EC8-1X, NA.3(907)]	46
FIGUR 39. LASTBILDE AV FRITT OPPLAGT BJELKE MED ALLE LASTER INKLUDERT	49
FIGUR 40. HVELVINGSTORSJON [22]	51
FIGUR 41. PRAKTISK UTFORMING AV OPPLAGERBETINGELSER [22]	51
FIGUR 42. DEKKE MED TYKKELSE 150MM	53
FIGUR 43. DEKKE MED TYKKELSE 300MM	53
FIGUR 44. TVERRSNITT FOR SLAKKARMERT BETONGBJELKE	55
FIGUR 45. TVERRSNITT FOR SPENNARMERT BETONGBJELKE	58
FIGUR 46. TVERRSNITT PLATEBÆRERER. MÅL I MM. TEGNET I REVIT	62
FIGUR 47. ELASTISK SKJÆRSPENNINGSFORDELING OVER PLATEBÆREREN	65
FIGUR 48. TVERRSNITT FOR LIMTREBJELKER	67
FIGUR 49. TVERRSNITT FOR BETONG-TRE SAMVIRKE	69

FIGUR 50. SAMVIRKET SPENNINGSFORDELING OVER TVERRSNITTET	71
FIGUR 51. TVERRSNITT OG FORDELING AV BØYESPENNING OVER BETONG-TRE	71
FIGUR 52. TVERRSNITT MED SKRUER OG TANNED FORBINDELSER	72
FIGUR 53. DEKKESTØTTE [71].	75
FIGUR 54. BRUREIS [72].	75

TABELLISTE

TABELL 1. OVERSIKT OVER BRUKTE EUROKODER.....	6
TABELL 2. BRUDDGRENSETILSTAND [EC0, TABELL NA.A2.4(A),(B),(C)]	27
TABELL 3. BRUKSGRENSETILSTAND [EC0, TABELL NA.A2.6].....	28
TABELL 4. VEKTOVERSIKT	36
TABELL 5. LASTOVERSIKT STUDENTBOLIG.....	39
TABELL 6. VINDKASTHASTIGHETSTRYKKET	43
TABELL 7. VERDI FOR VINDLAST.....	44
TABELL 8. OPPSUMMERING AV UTELATELSESKRITERIENE.....	48
TABELL 9. OPPSUMMERING LASTER	50
TABELL 10 KONTROLLER FOR LASTPÅKJENNING	52
TABELL 11 OVERSIKT OVER NØDVENDIG OVERHØYDE FOR DEKKENE	54
TABELL 12. JERN SOM ER BRUKT SAMMENLIGNET MED BALANSERT ARMERINGSMENGDE	55
TABELL 13. UTNYTTELSESEGRAD, SLAKKARMERT BJELKE	56
TABELL 14. OPPTREDENDE NEDBØYNING OG NEDBØYNINGSKRAVET	56
TABELL 15. UTNYTTELSESEGRAD, SLAKKARMERT BJELKE	58
TABELL 16. OPPTREDENDE NEDBØYNING OG NEDBØYNINGSKRAVET	58
TABELL 17. OPPTREDENDE SPENNINGER OG SPENNINGSKAPASITET	59
TABELL 18. UTNYTTELSESEGRAD HEB1000.....	60
TABELL 19. UTNYTTELSESEGRAD AV SKJÆRKAPASITETEN FOR HEB1000	60
TABELL 20. OPPTREDENDE NEDBØYNING OG NEDBØYNINGSKRAV FOR HEB1000	61
TABELL 21. DIMENSJONER OG VERDIER FOR PLATEBÆRER	62
TABELL 22. UTNYTTELSESEGRAD FOR PLATEBÆRER	63
TABELL 23. UTNYTTELSESEGRAD FOR REDUSERT SKJÆRKAPASITET FOR PLATEBÆRER	64
TABELL 24. UTNYTTELSESEGRAD FOR REDUSERT MOMENTKAPASITET FOR PLATEBÆRER	64
TABELL 25. OPPTREDENDE NEDBØYNING OG NEDBØYNINGSGRAD FOR PLATEBÆRER	65
TABELL 26. DIMENSJONERENDE SKJÆRSPENNING OG KAPASITET FOR PLATEBÆREREN	66
TABELL 27. DIMENSJONERENDE SKJÆRSPENNING OG KAPASITET FOR LIMTREBJELKENE	68
TABELL 28. DIMENSJONERENDE TRYKKSPENNING OG KAPASITET FOR LIMTREBJELKENE	68
TABELL 29. DIMENSJONERENDE BØYESPENNING OG KAPASITET FOR LIMTREBJELKENE	69
TABELL 30. DIMENSJONERENDE BØYESPENNING OG KAPASITET FOR SAMVIRKE	70
TABELL 31. OPPTREDENDE NEDBØYNING OG NEDBØYNINGSKRAV FOR BETONG-TRE SAMVIRKET.....	71
TABELL 32. SAMMENLIGNING AV NEDBØYNING FOR DE ULIKE MATERIALENE	73
TABELL 33. SAMMENLIGNING AV UTNYTTELSESEGRAD FOR DE ULIKE MATERIALENE.....	74
TABELL 34. KOSTNADSSAMMENLIGNING FOR DE ULIKE MATERIALENE	78
TABELL 35. SAMMENLIGNING AV CO2-UTSLIPP FOR DE ULIKE MATERIALENE	79

FORMELLISTE

FORMEL 1. MOMENTKAPASITETEN TIL BETONG.....	8
FORMEL 2. SPENNINGSFORMEL. EC3-1 (6.20).....	14
FORMEL 3. VON MISES FLYTEKRITERIUM. HENTET FRA EC3-1, (6.1).....	15
FORMEL 4. HENTET FRA EC3-1, TABELL 5.2.....	15
FORMEL 5. HENTET FRA EC3-1, (6.22)	15
FORMEL 6. KRAV OM REDUSERT MOMENTKAPASITET. HENTET FRA EC3-1,6.2.8(2).....	16
FORMEL 7. FASTHET TIL TRE [EC5-1, (2.17)].....	22
FORMEL 8. TOTAL NEDBØYNING [EC5-1(2.2)]	22
FORMEL 9. NEDBØYNING PGA. EGENLAST [EC5-1(2.3)].....	22
FORMEL 10. NEDBØYNING PGA. VARIABLE LASTER [EC5-1(2.4)]	22
FORMEL 11. DEN EFFEKTIVE BØYESTIVHETEN [EC-5, B.1].....	24
FORMEL 12. BELASTNING PÅ FORBINDELSMIDLER [EC-5, B.10].....	24
FORMEL 13. HENTET FRA EC8-1X, NA.3.2.1(5).....	45
FORMEL 14. NA3.2.1(5)	46
FORMEL 15. DIMENSJONERENDE SPEKTRUM. [EC8-1X ,3.2.2.5(4)].....	47
FORMEL 16. HENTET FRA EC8-1X, 4.4.1(2)	48
FORMEL 17. NØVENDIG ARMERING I STREKKSONEN	54
FORMEL 18. NØDVENDIG TVERRSNITTSAREAL PÅ SPENNARMERINGEN	57
FORMEL 19. HENTET FRA EC5-1	70
FORMEL 20. HENTET FRA EC5-1 (B.6).....	70
FORMEL 21. HENTET FRA EC5-1	70
FORMEL 22. [EC5-1 (B.1)]	71

1 Innledning

1.1 K90

På Minde, like utenfor Bergen, skal det bygges et spennende og nytt boligområde. Prosjektnavnet K90 henviser til beliggenheten i Kanalveien 90, like ved den gamle NRK-tomten. Dette er et område i stor utvikling, og i den sammenheng planlegger BOB blant annet å reise en idrettshall, med tilhørende studentboliger på taket. Prosjektet tar også for seg en ny barnehage, samt fokus på uteområder med gode rekreasjonsmuligheter i hyggelige omgivelser [1]. I illustrasjonen nedenfor ser man et grafisk prospekt av området. Sentralt i bildet er det omtalte NRK-bygget, og til venstre får man en smugttitt på studentboligene og idrettshallen.



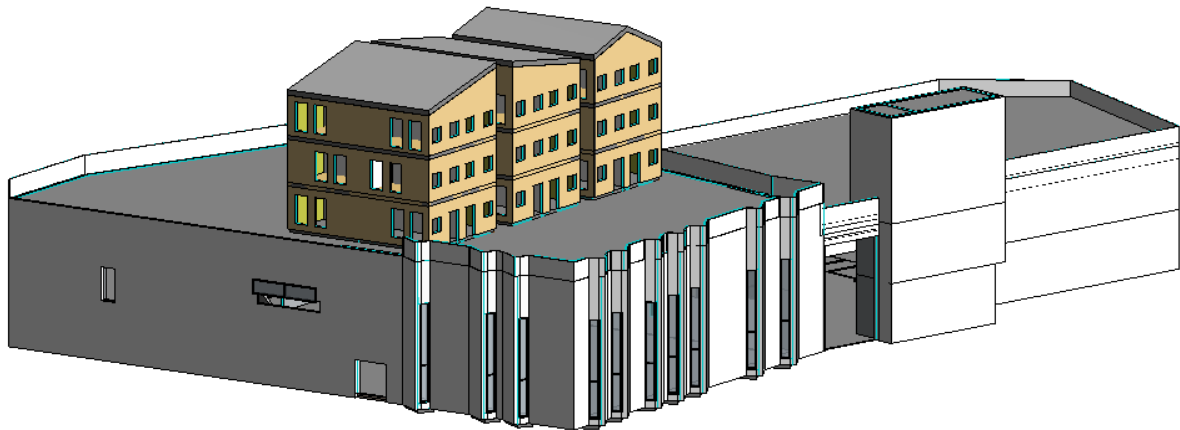
FIGUR 1. PROSJEKT K90 [1].

1.2 BAKGRUNN FOR OPPGAVE OG OPPDRAGSGIVER

Oppgaven er skrevet i samråd med NODE. De utfører prosjektering og rådgivning innen konstruksjonssikkerhet, bygningsfysikk og geoteknikk [2]. Det er NODE som står som rådgivende ingeniør bygg (RIB) og er ansvarlig for dimensjonering av blant annet idrettshallen på K90-prosjektet. Det ble innledet et samarbeid med dem høsten 2022, der det ble lagt frem et utvalg av aktuelle prosjekter de hadde gående i Bergen og omegn. K90-prosjektet ble valgt på

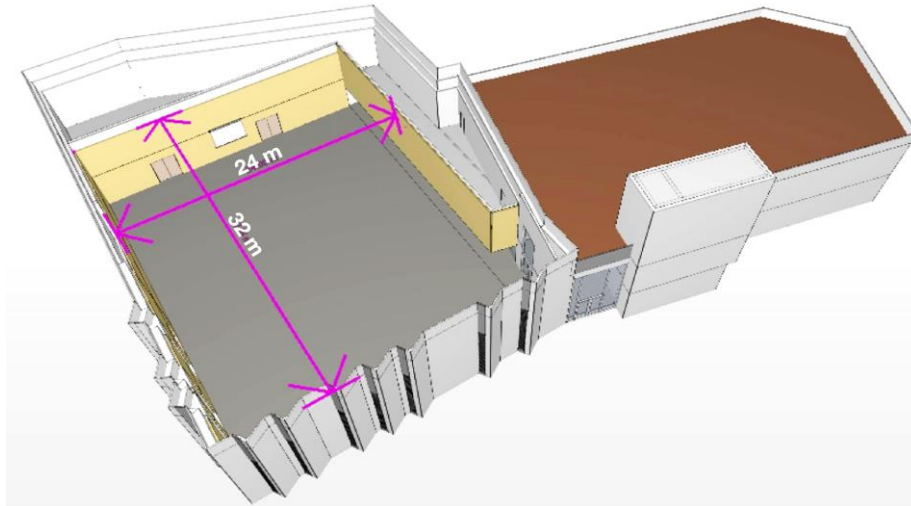
bakgrunn av stor frihet knyttet til problemstilling, i tillegg til dets unike utfordringer studentboligene på taket medbringer. Dette forutsetter at taket på idrettshallen må være flatt, og bærebjelkene må dimensjoneres deretter. Prosjektet er i startfase, som legger til rette for en reell mulighet for påvirkning, noe vi anser som motiverende for utarbeidelse av oppgaven.

I denne oppgaven rettes det fokus på idrettshallen med tilhørende studentboliger. Det forprosjekterte bæresystemet til NODE består av 3 betongbjelker og nedfelte betongdekker mellom disse. Betongbjelkene er slakkarmerte, og har et tverrsnitt med bredde 2.6 m og høyde 1.5 m.



FIGUR 2. ARKITEKTTEGNING FRA NODE OG RÅBYGG TEGNET I REVIT

Idrettshallen har et grunnareal på 1000 m^2 , der den innvendige hallen har mål på $24\text{m} * 32\text{m}$, se figur 3. Dette skyldes krav knyttet til utforming av idrettsanlegg [3]. En mindre del av det totale arealet skal benyttes som garderober og utstyrsrom, men betraktes ikke i denne oppgaven. En sentral del i prosjekteringen av hallen omfatter bærebjelkene, fordi det skal oppføres tre-etasjers studentboliger i massivtre på taket av idrettshallen. Bjelkene spenner tvers over hallarealet og er på 24 meter.



FIGUR 3. 3D TEGNING AV BYGGET, HENTET FRA IFC-FIL FRA NODE

Det er lite informasjon om studentboligenes størrelse og plassering. Derfor har vi utarbeidet egne laster og dimensjoner for boligene, med inspirasjon fra byggherrens grafiske prospekter av bygget. Fra byggherrens side er det uttrykt et ønske om å skape stor frihet rundt plassering og utforming av disse. Graden av frihet til plassering av studentboligene er avhengig av valgt løsning. Taket på idrettshallen består av betongdekke og 500 mm jordmasser.

1.3 PROBLEMSTILLING

Dimensjoneringen av denne idrettshallen vekket stor interesse hos prosjektgruppen og det ble tidlig bestemt å se på flere alternative bæresystem for idrettshallen.

I dagens samfunn er det et stort ansvar for en byggherre å prosjektere og oppføre nybygg. Eksempelvis bør man ha fokus på miljø, lavest mulig kostnader og utgifter, samt sikre, effektive og moderne bygg som oppfyller en rekke krav i TEK17 [4].

På bakgrunn av dette er det valgt å ta for seg noen alternative løsninger, bestående av ulike materialer. Dette er basert på materialenes bæreegenskaper, byggtekniske løsninger, miljøbelastning, markedspriser og praktisk gjennomførbarhet. I tillegg bør valgt bæresystem gi frihet til plassering av studentboliger på idrettshallens tak. Problemstillingen er:

“Alternativt bæresystem - Idrettshall”

1.4 AVGRENSNINGER

Ved besvarelse av oppgavens problemstilling ville det blitt for omfattende å ta for seg alle tilknyttede konstruksjonsdeler. Det ble dermed naturlig å avgrense bæresystemet til betongdekket og bærebjelkene. Det lange spennet, i kombinasjon med den store lasten fra boligene, resulterer i at dette anses som den mest kritiske delen av bygget.

Etter dialog med NODE og veileder ble det bestemt å ikke ta hensyn til utsparinger, bærevegger, søyler, opplegg, fundament, jordtrykk og ulike dekkeløsninger. Det er heller ikke tatt hensyn til garderobe-delen av bygget, grunnet et mindre påkjent bæresystem.

I sammenheng med beregninger knyttet til seismisk analyse er det gjort kontroller som undersøker stabiliteten til bygget. En avgrenser oppgaven ved å ikke gjennomføre en fullstendig jordskjelvdimensjonering.

Kontroller knyttet til brann er ofte sentrale, men i dette tilfellet anses det som lite aktuelt. Dette skyldes lite brennbart materiale i hallen, kombinert med stor takhøyde.

For å bevare oppgavens sammenligningsgrunnlag med likest mulig utforming på tverrsnitt er det valgt å ikke fatte vurderinger knyttet til fagverk, til tross for at dette ofte er et naturlig valg i konstruksjoner med store spenn [5].

2 TEORI

Denne delen av oppgaven omfatter nødvendig og relevant teori, som legger grunnlaget for vurderinger knyttet til utarbeiding av løsninger. Hensikten er å gi leseren nok informasjon til å forstå de aktuelle bæresystemene, samt enkle prinsipper knyttet til dimensjonering. I tillegg skal teorien legge vekt på fordeler og ulemper med de ulike materialene.

2.1 REGLER OG FORSKRIFTER

Det er innført ulike tiltak ved prosjektering i bygg- og anleggsbransjen. Dette skal sørge for trygge og gjennomtenkte løsninger. Det er hovedsakelig delt inn i tre deler; lover, forskrifter og bestemmelser.

2.1.1 BYGGETEKNISK FORSKRIFT - TEK17

TEK17 står for «Teknisk forskrift til plan- og bygningsloven av 2017». Det er en teknisk forskrift som angir krav til utforming og kvalitetssikring av byggverk i Norge. Det er plan- og bygningsloven (PBL) som er den generelle overordnede loven, mens TEK17 er presiserende forskrift. [4]

2.1.2 EUROKODER

For å ha et felles prosjekteringsgrunnlag for bygg- og anleggskonstruksjoner har Europakommisjonen utarbeidet Eurokodene (EC) [6]. Disse brukes i alt fra prosjektering til verifisering av bygg og gjelder for ulike materialer og konstruksjonstyper. Metodene i EC står i samsvar med plan- og bygningsloven, og TEK17. Dimensjonering etter Eurokodene anses dermed som tilstrekkelig, så lenge det kan dokumenteres at bestemmelsene er fulgt [7].

I Eurokodene er det lagt opp til endringer ved nasjonalt avhengige områder, som f.eks. klimatiske forhold eller sikkerhet, ved å gi en åpning for nasjonalt bestemte parametere (NDP) [6]. Disse konkrete endringene er gitt i et nasjonalt tillegg (NA) for den gjeldende Eurokoden. Alle beregningene i oppgaven er gjort i henhold til Eurokodene og tilhørende tillegg. Tabell 1 er en oversikt over de gjeldende standardene og tilhørende nasjonale tillegg.

STANDARD		TITTEL	FOR-KORTEELSE	UTGITT
NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 [8]	Eurokode 0:	Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner	EC0	2016
NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008 [9]	Eurokode 1:	Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger	EC1-1	2008
NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008 [10]	Eurokode 1:	Laster på konstruksjoner - Del 1-3: Allmenne laster - Snølaster	EC1-3	2008
NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 [11]	Eurokode 1:	Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster	EC1-4	2009
NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2018 [12]	Eurokode 2:	Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler for bygninger	EC2-1	2018
NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015 [13]	Eurokode 3:	Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger	EC3-1	2015
NS-EN 1993-1-5:2006+AC+A1:2017+A2:2019+NA:2019 [14]	Eurokode 3:	Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-5: Plater påkjent i plateplanet	EC3-5	2019
NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 [15]	Eurokode 3:	Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-8: Knutepunkt og forbindelser	EC3-8	2009
NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010 [16]	Eurokode 5:	Prosjektering av trekonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger	EC5-1	2010
NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021 [17]	Eurokode 8:	Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger	EC8-1	2014
NS-EN 1998-1:2004+NA:2008 [18]	Eurokode 8:	Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger	EC8-1x	2008 (UTGÅTT)

TABELL 1. OVERSIKT OVER BRUKTE EUROKODER.

2.1.3 SINTEF BYGGFORSK

SINTEF er et uavhengig forskningsinstitutt som er brukt over hele Europa [19]. Organisasjonen ble etablert som en del av Norges tekniske høgskoles (dagens NTNU) industrirettede forskning [20]. De har utarbeidet blant annet byggforskserien (BKS), på bakgrunn av TEK17, Eurokoden og dokumenterte løsninger innenfor bygg og anlegg. Byggforskserien er ca. 800 anvisninger basert på forskning, materialprøver m.m. [21]. I denne oppgaven er byggforskserien i all hovedsak brukt til utarbeiding av egenlaster, i tillegg til å finne dimensjonskrav til et idrettsbygg [3].

2.2 MATERIALER

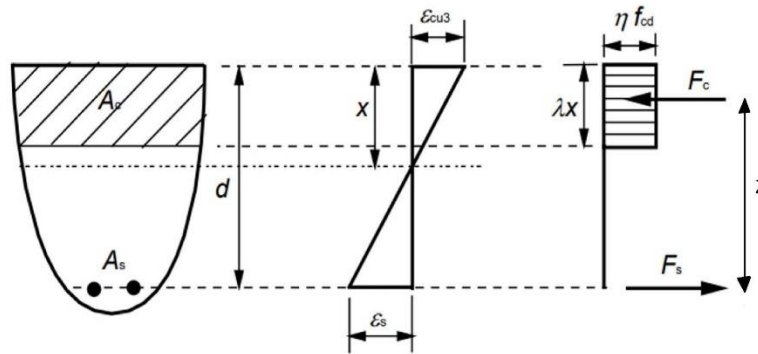
2.2.1 BETONG

Betong er det mest utbredte byggematerialet i verden, og har vært i bruk i flere tusen år [22]. Betongen kan modifiseres ved ulike resepter og tilsetningsstoffer som kan føre til bedre bestandighet, at den størkner raskere, eller redusere CO₂-utslippet [23]. I samvirke med armeringsjern har betongen både gode trykk- og strekkegenskaper [24].

Betongen beskytter armeringsjernet mot fukt, og ved riktig bruk av overdekning kan man dermed forhindre korrosjon av jernet. Betongen har også høy pH-verdi som gjør den motstandsdyktig mot korrosjon [25, s. 14].

Som armering i konstruksjoner, benyttes det kun kamstål. Dette er jernstenger med kammer eller knaster, som skal sørge for at armeringen ikke glir i betongen. Kreftene overføres ved en friksjonsforbindelse, som kalles heft [25].

Ved prosjektering av momentpåkjennte betongtverrsnitt brukes spenningsfordelingen mellom armering og betong, som er illustrert ved figur 4. Prinsippet bygger på at betong har god trykkapasitet, mens stål har god strekkapasitet. Dette utnyttes best ved å plassere armeringen i strekksonen. Kapasiteten er avhengig av avstanden mellom trykksonen og armeringen. Dette danner en indre momentarm mellom kraftparene, F_c og F_s i figur 4.



FIGUR 4. SPENNINGSFORDELING. HENTET FRA: EC2-FIGUR 3.5

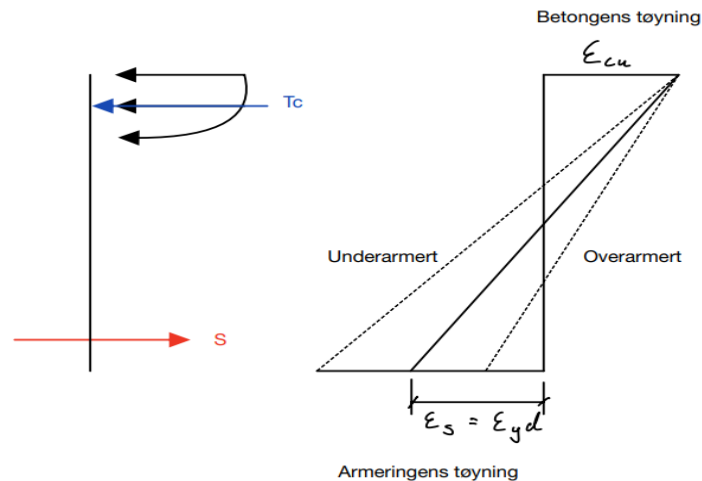
Momentkapasiteten til betongen ofte beskrevet med hensyn på valgt armering i strekksonen, og er gitt ved formel 1 [26, s. 36].

$$M_{Rd} = f_{yd} * A_s * z$$

FORMEL 1. MOMENTKAPASITETEN TIL BETONG

der f_{yd} er den dimensjonerende strekkfastheten til jernene, A_s er det totale tverrsnittsarealet på armeringen, og z den indre momentarmen [EC2-1, 1.6]. Vi ser dermed at kapasiteten er sterkt avhengig av høyden til bjelken, som gjør det gunstig å øke denne fremfor bredden. I tillegg må betongens trykkpåkjenning ikke overskride trykkkapasiteten. Denne avhenger av trykkfastheten til betongen, og det er denne som betegner betongen. B45 viser henholdsvis til betong med en karakteristisk trykkfasthet på $45 \frac{N}{mm^2}$ [23].

En effekt av dette samvirke er at man kan få et forvarsel dersom konstruksjonen går mot brudd. På denne måten utnyttes fordelene ved stålets *seighet*, fremfor betongens *sprøhet*. Med dette menes at jernet har en vesentlig større tøyning før det går til brudd, enn betongen som knuses momentant. Dersom tverrsnittet er underarmert utnyttes denne effekten og får et såkalt *seigt* brudd [26, s. 37].

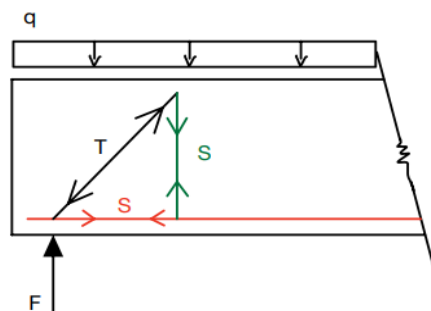


FIGUR 5. BRUDDGRENSETØYNINGER

Figur 5 illustrerer typiske tøyningstilstander ved bøyebrydd [26, s. 32]. Den heltrukne linjen viser et *normalarmert* tverrsnitt. Da er tøyningen i stålet lik bruddtøyningen til betongen. Den stiplede linjen til venstre illustrerer et *underarmert* tverrsnitt, altså at armeringen flyter før betongen går til brudd.

Ved begrenset byggehøyde kan det være behov å øke bredden mer enn ønsket, for å få plass til nødvendig mengde armeringsjern. Alternativet er å legge jernene i flere rader, men dette vil redusere den indre momentarmen, og dermed ha en negativ innvirkning på kapasiteten. Et annet alternativ er å bunte armeringsjern. I EC2-1, 8.9.1(2) kommer det frem at en redusert diameter må beregnes på bakgrunn av den faktiske.

Skjærkrefter i betongbjelker pleier å være lite problematisk. Det er som oftest god kapasitet og uproblematisk å montere bøylere. Da oppstår det et indre kraftpolygon der bøyene og lengdearmeringen tar indre strekk (S), mens betongen tar det indre trykket (T). For dekker kan det være mer krevende, og man skjærarmerer kun der kreftene oppstår.



FIGUR 6. INDRE KRAFTPOLYGON

Ved trykkpåkjenninger over lengre tid vil betongen få ytterligere deformasjoner utover umiddelbar nedbøyning. Dette kalles kryp. Ved slike deformasjoner vil betongen bli utsatt for ytterligere tøyninger. Kryptøyningen er avhengig av lastpåkjenningen, utendørs fuktinnhold, type betong og hvor lenge etter støping lasten påføres. I tillegg til kryp er betong påkjent av svinntøyninger. Svinn er effekten av at betongen tørker ut over tid, altså at betong trekker seg sammen. Svinntøyningene er uavhengig av lastpåkjenningen [14, s. 13].

I Eurokoden stilles det krav til minste- og største armeringsareal, samt avstand mellom jern i begge retninger, både for lengdearmring og bøylearmring. For høye bjelker stilles det også et krav om en overflatearmring for å redusere riss og avskalling [EC2-1, 9.7(1)]. Høye bjelker er definert som bjelker over 1000 mm [EC2-1, NA.9.2.2]. I tillegg vil overflatearmeringen kunne ta opp eventuelle spenninger, dersom det skulle oppstå en ikke-lineær spenningsfordeling over høyden. Bøyer og vertikal overflatearmring kan betraktes som det samme, dersom det minste kravet om tverrsnittsareal anvendes.

SPENNARMERT BETONG

Det skilles mellom slakk- og spennarmert betong. I dag er det slakkarmert som brukes i størst grad. Fellestrekk er at armeringen støpes inn på byggeplass eller ved prefabrikkerte elementer.

Spennarmert betong deles opp i føroppspent og etteroppspent. Prinsippene er det samme, der føroppspent gjerne brukes ved prefabrikkerte elementer, mens etteroppspent brukes ved plasstøpte elementer. Ved etteroppspenning trekkes kabelrør før utstøping, og armeringen spennes opp når betongen har herdet tilstrekkelig (se figur 7), gjerne etter syv dager [26, s. 269]. Hensikten med slik armering er utbredt praksis og blir gjerne brukt ved store konstruksjoner, som broer eller industribygg.

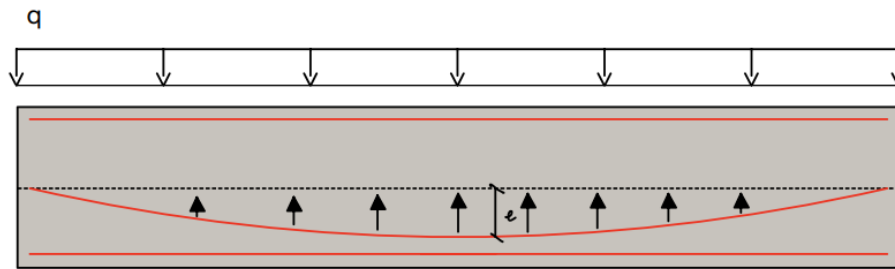


FIGUR 7. KABELRØR FOR ETTEROPSPENT ARMERING, HENTET FRA: WIKIPEDIA

Armeringen består, som oftest, av spenntau i høyfast stål. Denne type stål har ikke en like tydelig flytegrense, men med en 0.1%-grense på ca. $1500 - 1800 \frac{N}{mm^2}$, altså ca. tre ganger så mye som for vanlig armeringsjern. Tauene er bygget opp av et gitt antall *tråder*, som typisk har en diameter på 4 – 5mm. Siden stålet er under konstant tøyning over en lengre periode vil spenningen reduseres. Denne effekten kalles relaksasjon, og ved å bruke høyfast stål minimeres effekten [26, s. 209].

Det er ulike forankringssystemer for spennarmering, og kilelås er det vanligste. Kilene glir på plass ved forankring av spennkabelen, og man får en reduksjon i oppspenningskraften. Dette kalles et låsetap, og kileglidningen er oppgitt av leverandør [26, s. 238].

Armeringen kan spennes opp fra en eller begge sider. Ved oppspenning av én side forankres armeringen i den andre siden. Når begge endene er forankret oppstår det indre krefter i betongen som motvirker spennet i armeringen. Det vanligste er å legge kabelrørene i en parabelform, slik at man får et eksentrisitetsmoment i feltet, men ikke ved opplegg. På denne måten vil armeringen prøve å rette ut betongen, som gir oppdrettete krefter. Det spennes gjerne opp for egenlasten, og slakkarmeres for nyttelasten. Ved en slik bruk reduseres spenningene i overkant av tverrsnittet [26, s. 201].



FIGUR 8. SPENNKABEL I EN BJELKE

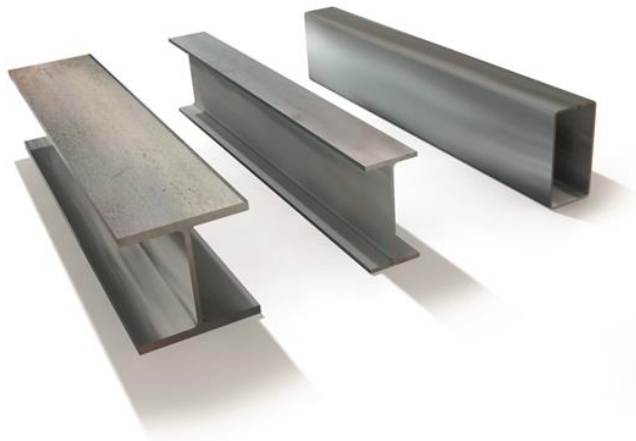
Særegne punkter ved dimensjonering av spennarmering er relaksasjon (kryp i høyfast stål), friksjonstap i kabelrørene og eksentrisitetsmoment ved opplegg.

2.2.2 STÅL

Stål er et veldig sterkt materiale og det er trolig det mest allsidige konstruksjonsmaterialet. Det er en legering bestående av blant annet jern og karbon, kalt karbonstål. Stål kan enkelt modifiseres og tilpasses for å oppnå ønskede egenskaper og er dermed et svært anvendelig konstruksjonsmateriale. Historisk sett har det vært i bruk i om lag 5000 år, og er et av de viktigste bygningsmaterialene i dag. Jernet blir fremstilt via råjernsproduksjon med et masovnanlegg. Anlegget smelter ned råjern, renses det for urenheter og tilsetter ønskede mengder legeringselementer for å oppnå ønsket stållegering ut ifra bruksområde [27].

I bygg- og anleggsbransjen deler man karbonstålet inn i ulike sjangre. Stålet har et karboninnhold på 0.5 – 2.1 vektprosent og siden det finnes tusenvis av kombinasjoner deles disse inn i lav-, middels- og høykarbonstål. Blant disse er konstruksjonsstål, armeringsstål, normalisert stål, høyfast stål m.m. Dette fremstilles basert på de egenskapene konstruksjonen krever, for å levere trygge og gode bygg som er i henhold til krav i Eurokodene og TEK17. Økt karbonandel i legeringen resulterer i sterkere og hardere produkter, men samtidig mindre duktilt[28, s. 377–385].

Profilen bestående av konstruksjonsstål er et av de vanligste produktene som nyttes i stålkonstruksjoner. Eksempler på dette er I-, H-, kanal- og hulprofil, se figur 9. Disse fremstilles ofte med varmvalsing, kaldvalsing eller sveising av plater til for eksempel sveiste stålbelegger. Varmvalset stål er den vanligste måten å fremstille standardiserte stålprodukter [29]. Slike profiler kan man finne i tabeller og håndbøker for stålprodukter. Fordelen med disse er at de har kort produksjons- og leveringstid, og er rimeligere enn oppsveiste spesialprofiler. Kaldvalsing foregår ofte for tynnere profiler og plater [30].



FIGUR 9. VARMVALSEDE STÅLPROFILER HENTET FRA: BKS, 520.226

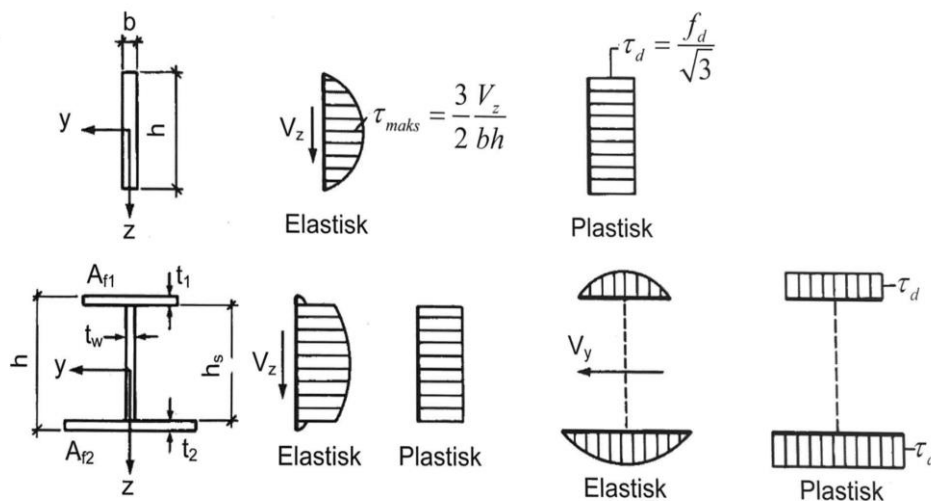
Alt konstruksjonsstål er sveisbart, og er en viktig forutsetning for at det kan brukes i bygg- og anlegg [31]. Sveising er en måte å feste sammen elementer av metall, men dersom stålproduktene ikke er fremstilt på riktig måte, kan dette endre dets egenskaper. Egenskapene kan forandre seg lokalt i sveisepunktet. Derfor produseres blant annet kamstålet B500NC gjennom en prosess som gjør stålet høyfast og seigt. Dette gjør stålet godt sveisbart, uten at det oppstår lokale forringelser. Ved sveising kan høyfast stål miste den høye fastheten, samt at utmattingsegenskapene og duktiliteten kan bli svekket [32].

Den vanligste metoden for å sveise sammen ståldeler er med buesveising [33]. Dette foregår ved hjelp av elektrisk lysbue-teknologi, som fungerer som en varmekilde og smelter en elektrode eller en sveisestav til arbeidsstykket [34]. På denne måten kan man produsere et stort utvalg av ulike platebærere og spesialtilpassede stålprofiler. Det finnes derfor en rekke ulike sveiser som har forskjellig bruksområde. EC3-8 tar for seg kilsveis, buttsveis, slissesveis, m.m. Kilsveisen benyttes ofte ved sveising av elementer der vinkelen mellom disse er 60 til 120 grader, og er dermed godt egnet for oppsveising av platebærere [EC3-8, 4.3.2.1(1)].

Sveiste I-bjelker anvendes ofte ved store spenn, og ved stor belastning er det ikke uvanlig at de har en steghøyde på inntil 3000 mm. Disse produseres ofte med en overhøyde for å kompensere for nedbøyning, gjerne omtalt som *vertikal forskyvning*. Den store fordelene med sveiste stålbejelker er at det muliggjør å skreddersy stålprofil for bestemte funksjoner, og med dette kan både styrke og profilform varieres fritt [30, s. 224].

DIMENSJONERING AV STÅL

Der bejelker er belastet med en skjærkraft oppstår det skjærspenninger som fordeler seg ut over tverrsnittet. Hvordan denne fordelingen ser ut, avhenger av elastisk og plastisk kapasitet, samt profilets bredde og tykkelse [22]. Se figuren nedenfor.



FIGUR 10. ELASTISK OG PLASTISK SKJÆRSPENNINGSFORDELING [35].

For å finne skjærspenning, τ , må man kjenne til profilets statiske moment, S_z . For profiler med plastisk kapasitet er dette halvparten av profilets motstandsmoment, W_z . Dersom vi utnytter tverrsnittet med elastisk kapasitet, kan man regne ut det statiske momentet ved håndberegninger.

Det som gjør at spenningen øker drastisk i overgangen mellom flens og steg er at tykkelsen på tverrsnittet blir mindre og skjærkraften blir mer konsentrert over et mindre areal. Spenningen kan finnes med følgende formel i EC3-1(6.20):

$$\tau = \frac{S_z * V_{Ed}}{I_{el} * t}$$

FORMEL 2. SPENNINGSFORMEL. EC3-1 (6.20)

der t er tverrsnittstykkelsen der spenningen påvises, I_{el} er elastisk arealtreghetsmoment og V_{Ed} er dimensjonerende skjærkraft.

For påvisning av tverrsnittets kapasitet kontrollerer en spenningene mot von Mises flytekriterium [36, s. 78]. Denne tar for seg spenninger som oppstår fra normal-, skjærmomentkrefter og skal være mindre enn stålets flytespenning [EC3-1 (6.1)].

$$\sigma_j = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_z^2 - \sigma_x * \sigma_z + 3 * \tau^2}$$

FORMEL 3. VON MISES FLYTEKRITERIUM. HENTET FRA EC3-1, (6.1)

Ved å klassifisere tverrsnittet i angitte tverrsnittsklasser kan man fastslå i hvor stor grad man kan utnytte dens moment- og rotasjonskapasiteter [EC3-1, 5.5.1]. Dette begrenses av lokal knekking av tverrsnittsdeler. Disse kravene sørger for at spesielt høye og slanke profiler ikke bulker ut og får lokale ødeleggelse i profilet. Ved tverrsnittsklassifisering er det verdt å merke seg at ved bruk av høyere stålqualität, f_y , stilles det strengere krav til skjærknekkning, samt klassifiseringskrav av tverrsnittsklasse. Forklaringen på dette er at epsilonverdien, ε , fungerer som en reduksjonsfaktor og blir lavere desto bedre stålqualität man har [EC3-1]. Se formel 4.

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

FORMEL 4. HENTET FRA EC3-1, TABELL 5.2

For tverrsnitt med både steg og flens i klasse en, kan det regnes med plastisk motstandsmoment, $W_{pl,y}$. Dette betyr full utnyttelse til ytterste fiber i tverrsnittet, uten at tverrsnittets momentkapasitet reduseres på grunn av slankhetskriterium. For veldig slanke steg skal skjærkraftkapasiteten reduseres med en reduksjonsfaktor for å unngå skjærknekkning. Dette gjelder dersom tverrsnittet oppfyller kravet

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 * \frac{\varepsilon}{\eta}$$

FORMEL 5. HENTET FRA EC3-1, (6.22)

For tverrsnitt påkjent med både moment og skjær må det kontrolleres for om en interaksjon mellom disse vil redusere momentkapasiteten til bjelken i det respektive snittet. Dersom skjærkraftkapasiteten er mindre enn to ganger så stor som den opptredende skjærkraften, skal momentkapasiteten reduseres etter formel (6.30) i EC3-1. Kravet om å kontrollere interaksjonen og redusert momentkapasitet inntreffer når dimensjonerende skjærkraft er større enn halvparten av skjærkraftkapasiteten, gjengitt i formel 6.

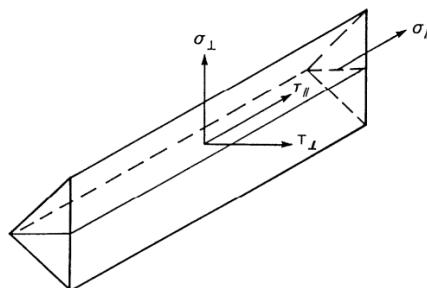
$$V_{Ed} \leq 0.5 * V_{Rd}$$

FORMEL 6. KRAV OM REDUSERT MOMENTKAPASITET. HENTET FRA EC3-1,6.2.8(2)

Ved oppsveising av stålbjelker er man nødt til å kjenne til hvilke spenninger tverrsnittet er belastet med der det skal sveises. Når man kjenner til skjærspenningsfordelingen til tverrsnittet kan man dimensjonere effektivt halsmål (a-mål) for sveisen. For en bjelke med langsgående sveis mellom steg og flens ønsker man å dimensjonere riktig a-mål slik at man forhindrer at plateelementene forskyver seg horisontalt i forhold til hverandre.

Som vist i figur 11 kan det oppstå fire ulike spenningskomponenter i en kilsveis [EC1-8, 4.5.3.2(4)]:

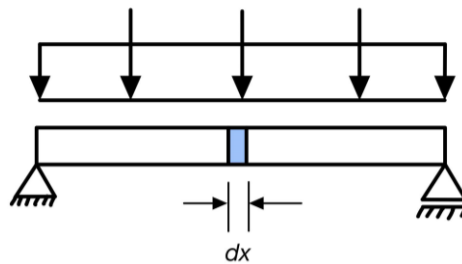
- σ_{\perp} er normalspenning normalt på sveisesnittet;
- σ_{\parallel} er normalspenning parallelt med sveisens akse;
- τ_{\perp} er skjærspenning (i sveisesnittets plan) normalt på sveisens lengdeakse;
- τ_{\parallel} er skjærspenning (i sveisesnittets plan) parallelt med sveisens lengdeakse.



FIGUR 11. KILSVEIS: SPENNINGER I SVEISESNITTETS PLAN. HENTET FRA EC1-8, FIGUR 4.5

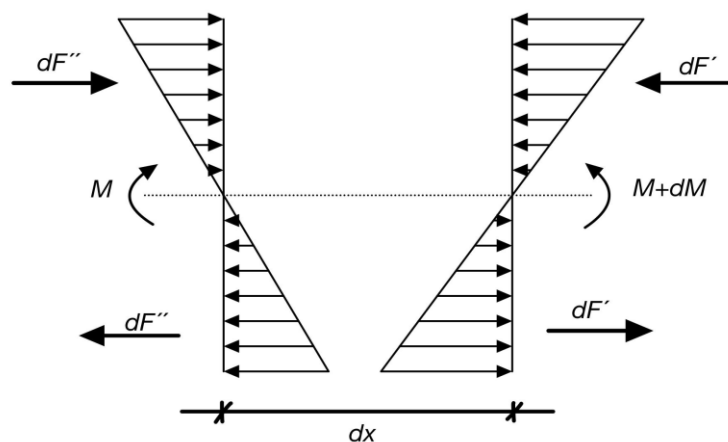
For en fritt opplagt bjelke med jevnt fordelt last, må man dimensjonere en langsgående sveis for skjærspenningene som oppstår langs sveisesnittet, τ_{\parallel} (parallel skjærspenning). Dimensjonerende skjærkraft oppstår ved opplegg i et slikt tilfelle, og det er i overgangen mellom steget og flensen man finner skjærspenningen i sveisen. Man benytter formel 2 og kan enkelt bytte ut tykkelsen, som ble definert tidligere, med a-målet til sveisen. For en kilsveis er kontaktflaten mellom sveisen og steg/flens lik $\sqrt{2} * a$, fordi a-målet ligger 45° på kontaktflaten. Derfor er det til sikker side å benytte a-målet som tykkelsen skjærspenningen kan fordele seg over.

For det samme statiske systemet opptrer M_{maks} i feltmidte, mens V_{maks} opptrer ved opplegg. Figur 12 viser et utsnitt av bjelken påkjent med punkt- og jevnt fordelte laster, og kan betraktes for å forstå hvordan den parallelle skjærspenningen oppstår.



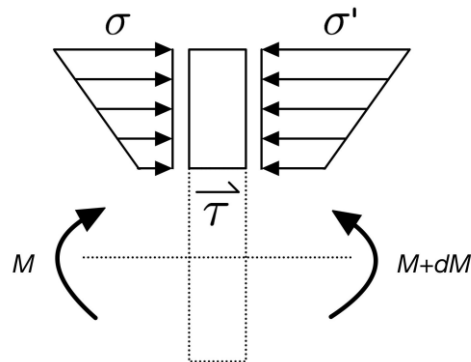
FIGUR 12. FRITT OPPLAGT BJELKE

Figur 13 viser momentspenningene i snittet, der dF' og dF'' er resultanterkrefter på grunn av momentet. Momentet har en økning, dM , når en flytter seg avstand dx mot midten.



FIGUR 13. SPENNINGSDIAGRAM

For å illustrere hvorfor en må beregne sveisen mot τ_{\parallel} , tar man utgangspunkt i figur 14. Denne viser hvordan det oppstår en horisontal skjærspenning som har sin hensikt å opprettholde likevekt mellom M og $M + dM$ [37, s. 386–387]. Det er derfor en dimensjonerer sveisen opp mot τ_{\parallel} , i et slikt tilfelle.



FIGUR 14. SPENNINGSDIAGRAM MED HORIZONTALT SNITT

Teorien i avsnittet over forklarer også hvorfor en dimensjonerer sveisen etter skjærkraften V_{Ed} over opplegget, da det er her den dimensjonerende parallelle skjærspenningen oppstår. Teoretisk sett kan en punktvisse bjelken når man sveiser ut mot midten, da skjærspenningen avtar. Et annet alternativ er å redusere a-målet til sveisen. Dette ser man ikke nærmere på i denne oppgaven, men bør tas i betraktning dersom en kan spare betydelige mengder sveisearbeid.

2.2.3 TRE

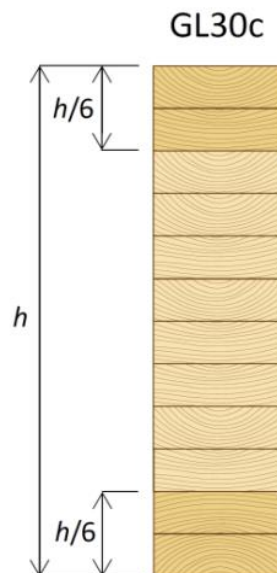
I Norge har trevirke blitt brukt som konstruksjonsmateriale i tusenvis av år på grunn av treets tilgjengelighet og håndterbarhet. Det regnes som et bærekraftig og fornybart materiale, noe som gjør det til et attraktivt valg for bygg- og konstruksjonsprosjekter [38].

I likhet med stålbejelker produseres konstruksjonselementene på fabrikk, noe som bidrar til en effektiv monteringsprosess. En skiller mellom fire typer av elementer: konstruksjonstre, limtre, trebaserte plater og massivtre [39].

LIMTRE

Limtreelementer lages vanligvis av gran eller furu. Typisk består et element av minst to lameller, som er limt sammen. Fibrene på lamellene er orientert i én retning som skaper en struktur i elementet som er større og sterkere enn de individuelle komponentene [38].

Limtre er produsert i henhold til NS-EN 14080 og tilordnes en fasthetsklasse. Det skilles mellom homogent (CLh) og kombinert limtre (GLc). Homogent limtre består av lameller med samme styrkeklasse gjennom hele tverrsnittet, mens kombinert limtre er satt sammen av trevirke av høyeste kvalitet i ytre delene av tverrsnittet, se figur 15. Dette gjøres for å optimalisere bruken av trevirke hvor det oppstår størst bøyemomenter [38, s. 7]. Ved fasthetsklasse GL30c, har trevirket en bøyefasthet på $30 \frac{N}{mm^2}$ [40].



FIGUR 15. OPPBYGGING AV GL30c [38].

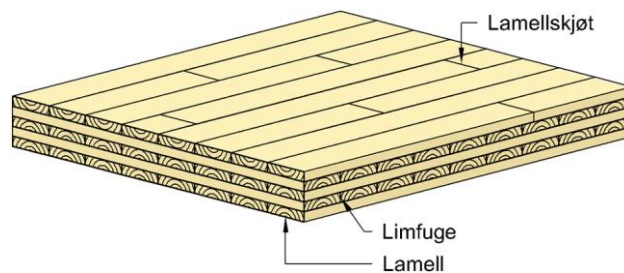
Limtre blir vanligvis brukt som bærebjelker og søyler i boliger, næringsbygg og andre bygg [41, s. 2]. Det er et allsidig materiale som kan formes på ulike måter. Det er gjerne praktiske årsaker knyttet til størrelse, transport og produksjonslokale som virker begrensende. Rektangulære tverrsnitt er det mest brukte. Det er også mulig å produsere andre profiler som for eksempel I-, T- og L-tverrsnitt [38, s. 16].

Den enkelte lamellen produseres etter ønsket bjelkelengde ved fingerskjøting, for så å stables til ønsket høyde. Største høyde begrenses til ca. 2000 mm. Lamellpakkene løftes deretter over til limpressen og legges under trykk. I forbindelse med dette kan lamellene bøyes til ønsket

overhøyde, bue eller rammeform. Etter at limet er herdet løsnes trykket og limtrekomponentene løftes over til en planhøvel der to eller fire sider høvles til ønsket dimensjon og kvalitet på overflaten. Enkeltkomponentene kan ha en bredde opp til 215 mm etter høvling. Hvis man ønsker en større bredde, kantlimes enkeltkomponenter sammen [38, s. 7].

MASSIVTRE

Massivtreelementer er prefabrikkerte byggelementer sammensatt av lameller, som er sammenføyd ved hjelp av ulike teknikker. Det som skiller massivtre fra limtre, er at lamellene er plassert vinkelrett på hverandre, se figur 16. Dette skaper et sterkt og stabilt materiale som kan motstå krefter i flere retninger. Liming er den vanligste metoden som brukes for å feste lamellene sammen. Massivtre blir i økende grad brukt som bærende elementer i gulv, vegger og tak innenfor ulike bygningstyper, inkludert boliger, fleretasjes hus og næringsbygg [39, s. 6].



FIGUR 16. EKSEMPEL PÅ MASSIVTREELEMENT [42].

DIMENSJONERING AV TRE

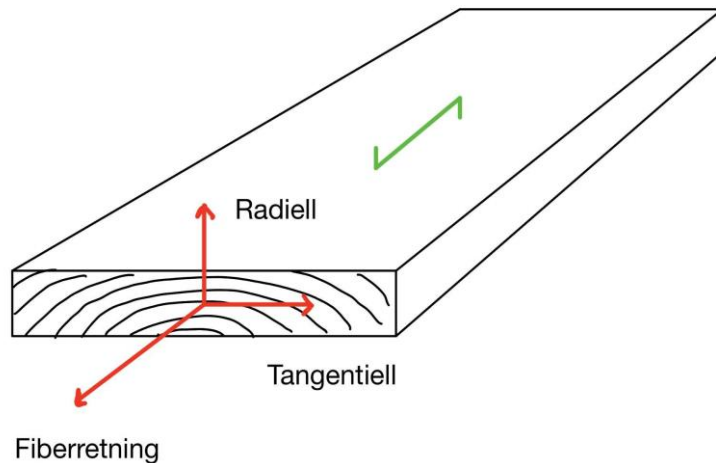
Tre som konstruksjonsmateriale skiller seg ut på flere måter fra stål og armert betong. Det er et organisk materiale med betydelig variasjon i egenskaper og kvalitet. Ulike faktorer påvirker styrken og stivheten ved dimensjonering av konstruksjonstre og limtrekonstruksjoner. Kontrollene utføres i henhold til EC5-1.

Tre absorberer og frigjør fuktighet lett, noe som fører til svelling og krymping. Fasthetsegenskapene varierer også med fuktigheten [38, s. 35]. For å ta hensyn til fuktinnholdet i treverket benyttes klimaklasser som er definert i tabell NA.901.

En annen faktor som må tas i betraktning, er lastens varighet. Treverk har lavere styrke når det belastes over lengre tid. Derfor er det etablert lastvarighetsklasser som tar hensyn til denne faktoren. Disse er definert i NA.2.3.1.2(2). Det er implementert en justeringsfaktor, K_{mod} , som

bygger på den gjeldende klimaklassen og lastvarighetsklassen. Faktoren brukes ved alle kapasitetsberegninger i bruddgrensen, og beregnes etter tabell 3.1.

Det er også viktig å merke seg at tre er et ortotropt materiale, noe som betyr at det har ulike fastheter i radiell-, tangentiell- og fiberretning [38, s. 34].



FIGUR 17. TREETS STRUKTUR

For å beregne belastningskapasiteten må en vurdere strekk, trykk i fiberretning, trykk vinkelrett på fiberretning og bøyemoment separat. De karakteristiske fasthetsegenskapene for de ulike belastningene, f_k , er definert i NS-EN 14080 for limtrekonstruksjoner.

En rekke justeringsfaktorer er implementert for å ta høyde for trematerialets egenart. Høydefaktoren, k_h , tar hensyn til virkesfeil og kan anvendes ved tverrsnitt under 600 mm [EC5-1, (3.2)]. I tilfeller hvor lasten kan overføres fra en konstruksjonsdel til en annen kan systemfaktoren, k_{sys} , anvendes. Dette kommer av at sannsynligheten for at alle bjelkene i konstruksjonen har dårlige egenskaper [EC5-1, 6.6(2)].

Etter tabell NA 2.3, settes verdien av materialfaktoren γ_m lik 1.15 for limtre. Den dimensjonerende fasthet i bruddgrense finner en ved hjelp av formelen under.

$$f_d = k_{mod} * k_h * \frac{f_k}{\gamma_m}$$

FORMEL 7. FASTHET TIL TRE [EC5-1, (2.17)]

For tremateriale i bruksgrensetilstand må konstruksjonen være tilstrekkelig stiv for å hindre uønskede vibrasjoner og deformasjoner. Formel 8 blir brukt til å finne den totale nedbøyningen.

$$\delta_{fing} = \delta_{fing} + \delta_{finq} + \sum \delta_{fing}$$

FORMEL 8. TOTAL NEDBØYNING [EC5-1(2.2)]

$$\delta_{fing} = \delta_g * (1 + k_{def})$$

FORMEL 9. NEDBØYNING PGA. EGENLAST [EC5-1(2.3)]

$$\delta_{finq} = \delta_q * (1 + \psi_2 * k_{def})$$

FORMEL 10. NEDBØYNING PGA. VARIABLE LASTER [EC5-1(2.4)]

For de gjeldende klimaklassen introduseres k_{def} i tabell 3.2 i EC5-1. I tillegg har den dominerende variable lasten en tilhørende ψ_2 -faktor, som er beskrevet i EC0, tabell NA. A1.1.

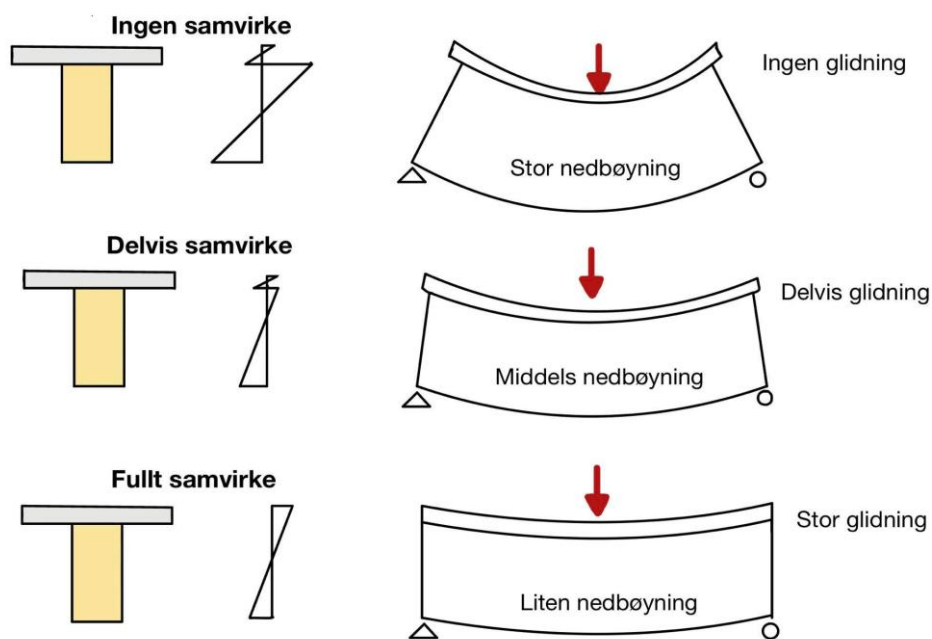
SAMVIRKE AV BETONGDEKKE OG TREBJELKER

Samvirkekonstruksjoner er konstruksjoner som kombinerer to eller flere ulike typer materialer. Materialene festes sammen med mekaniske forbindelsesmidler som skruer, bolter eller lim. På denne måten er det mulig å oppnå betydelig større spennvidder enn det som er vanlig for tradisjonelle limtrebjelker. Sammenlignet med betong er tre et lett materiale som har høy strekkapasitet, men lav trykkapasitet [43]. På bakgrunn av dette kan det være gunstig å kombinere disse materialene.

Forbindelsesmidlene i samvirke er dimensjonert for å motstå skjærkreftene som oppstår mellom materialene. Betongdekket plasseres i trykksonen og på den måten utnyttes trykkapasiteten til betongen [44].

Det finnes flere metoder for å bestemme spenninger og deformasjoner i tverrsnittet. I denne oppgaven benyttes γ -metoden. Metoden er presentert i EC5-1, tillegg B, og er begrenset til samvirke med to til tre lag. Metoden betraktes som en forenklet tilnærming.

Effekten av samvirket er avhengig av hvilken grad de to materialene fungerer som ett. En skiller mellom ingen, delvis og fullt samvirke. Se figur 18. Det er vanskelig å oppnå fullstendig samvirke mellom to materialer på grunn av glideforskyvning i kontaktpunktene mellom dem. Skjærkomponenten, γ , introduseres for å ta høyde for kontakten mellom materialene. Denne varierer fra 1, som representerer fullstendig samvirke, til 0, som er null samvirke mellom materialene. Komponentene anvendes ved beregning av den effektive bøyestivheten i samvirkesystemet [45, s. 10].



FIGUR 18. PRINSIPP FOR BETONG-TRE SAMVIRKE. INSPIRERT AV [46]

Den effektive bøyestivheten til tverrsnittet beregnes ved hjelp av formel 11,

$$(EI)_{ef} = \sum_{i=1}^3 (E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2)$$

FORMEL 11. DEN EFFEKTIVE BØYESTIVHETEN [EC-5, B.1]

der E_i er elastisitetsmodulen, A_i er arealet av tverrsnittet og I_i er andre arealmoment av tverrsnittet. a_i beskrives som avstanden mellom betongens tyngdepunkt og den effektive nøytralaksen til treelementet, se figur 18.

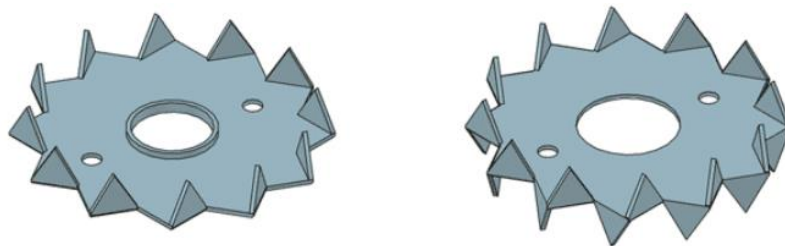
En metode for å beregne kapasiteten til mekaniske forbindelser i samvirkekonstruksjoner er presentert i tillegg B.

$$F_i = \frac{\gamma_i E_i A_i a_i s_i}{EI_{ef}} V$$

FORMEL 12. BELASTNING PÅ FORBINDELSESMIDLER [EC-5, B.10]

MEKANISKE FORBINDELSER

Forbindelsesmidlene overfører kreftene mellom tredeler eller mellom tre og andre materialer. Ensidig tømmerforbindelser kan benyttes i kombinasjon med andre forbindere for å feste tre til betong. Hovedfokuset er å øke tverrbelastningskapasiteten i denne sammenkoblingen. Det er ulike kategorier av tømmerforbindelser, og en av dem er tannede forbindelser. Disse forbindelsene kan være enten ensidig eller tosidig, med tenner langs planets kanter som vist i figur 19. Tennene presses inn i treverket og kan brukes mellom tre og betong, eller tre og stål. Den totale kapasiteten bestemmes ved å summere kapasiteten til skruene og de tannede forbindelsene [47].



FIGUR 19. ILLUSTRASJON AV ENSIDIG (VENSTRE) OG TOSIDIG (HØYRE) TANNED FORBINDELSER [47].

Den våte betongen i direkte kontakt med limtrebjelken kan by på utfordringer på grunn av fukttransport mellom elementene. Derfor kan det være gunstig å plassere inn et damptett materiale. Utfordringen med de tannede forbindelsene mellom betong og trevirke er at disse kan punktere det tette sjiktet og fukt vil få tilgang til trematerialet. Dette vil være skadelig for konstruksjonen og kan svekke dens levetid og kapasiteter [48].

2.3 LAST

Ved prosjektering av et byggverk tar man til betraktning de reelle og aktuelle lastene konstruksjonen kan bli belastet med. Det er hovedsakelig tre typer laster man skiller mellom; egenlaster, nyttelaster og naturlaster, og det skilles mellom permanente og variable laster. Permanente laster er gjerne egenvekt, mens variable laster kan være snølast [49, s. 33].

IEC1 angis det hvilke lastvirkninger man skal benytte, mens geotekniske laster og ulykkeslaster er oppgitt i egne Eurokoder.

2.3.1 PARTIALKOEFFISIENTEN - γ

Partialkoeffisienten er en lastfaktor som er implementert for å ta høyde for ugunstige lastavvik, unøyaktige lastmodeller og usikkerhet ved beregning av lastvirkning [49, s. 26]. Den varierer ut ifra lasttype, og er gitt i EC0.

2.3.2 EGENLAST

I utgangspunktet er egenlasten en permanent last som ikke kan flyttes. Egenvekt er den tydeligste egenlasten, men også faste installasjoner som VVS-anlegg, heiser o.l. anses også som egenlaster. Denne typen laster beregnes på bakgrunn av tyngdetettheten til de gjeldende materialene [49, s. 40–41].

2.3.3 NYTTELAST

Nyttelaster er avhengig av den tiltenkte bruken til bygget. Konstruksjoner som skal brukes som forsamlingslokaler har en større lastpåkjenning enn for eksempel loft. Nyttelaster består gjerne av personlaster, møbler, maskiner og andre laster som kan opptre. I EC1-1 er det delt inn i flere hovedgrupper etter bruksområde [49, s. 41].

2.3.4 NATURLASTER

Naturlaster som snø og vind, bestemmes etter EC1-3 og EC1-4. Disse er avhengig av konstruksjonens lokasjon og omgivelser, på grunn av landets variasjon i geografiske og klimatiske forhold. Dermed er det bestemt særegne krav til det spesifikke området man skal prosjektere.

2.3.5 ULYKKESLAST

Ulykkeslaster inkluderer laster som oppstår som følge av brann, kollisjoner eller jordskjelv. Disse lastene er ofte av betydelig størrelse og kort varighet, og det kan forårsake skade på konstruksjonen.

Dersom et jordskjelv inntreffer, skal det sikres at skadeomfanget begrenses og menneskeliv beskyttes. EC8-1 angir retningslinjer for prosjektering av bygg- og anleggskonstruksjoner for seismisk påvirkning. Laster og utelatelseskriterier står beskrevet i Eurokoden. I denne oppgaven er det undersøkt om idrettshallen oppfyller minst ett av utelatelseskriteriene, slik at det ikke er nødvendig å dimensjonere for jordskjelv.

2.4 GRENSETILSTANDER

Hovedprinsippet bak dimensjonering er at konstruksjonens kapasitet skal være større enn lastpåkjenningen. Kapasiteten er avhengig av den gitte grensetilstanden, der man har to hovedtilfeller; bruddgrense og bruksgrense. Kapasiteten for de respektive grensetilstandene avgjøres ved bruk av last- og kombinasjonsfaktorer, ψ , som presentert i tabell 2 og 3 [49, s. 25]. Ved flere alternativer skal den kombinasjonen som er mest ugunstig for konstruksjonen velges [49, s. 37].

2.4.1 BRUDDGRENSETILSTAND

Bruddgrensetilstanden tar for seg menneskers og konstruksjonens sikkerhet. Dette vil si at konstruksjonen ikke skal gå til brudd forårsaket av de antatte maksimale lastpåkjenningene, eller ved utmatting [49, s. 25]. De gjeldende lastkombinasjonene hentes fra EC0, og er gjengitt i tabell 2. I tabellen fremkommer det ulike forkortelser som beskriver dimensjonerings situasjonen:

- EQU - Global likevekt av konstruksjonen
- STR - Brudd i konstruksjonen eller konstruksjonselementer
- GEO - Brudd i grunn

Dimensjonerings situasjon	Permanente laster	Dominerende variabel last	Andre variable laster
EQU Global likevekt (Sett A)	1.2/0.9	1.5	$1.5 * \psi_0$
STR/GEO Kapasitet (Sett B)	1.35/1.0	$1.5 * \psi_0$	$1.5 * \psi_0$
L. 6.10a	1.2/1.0	1.5	$1.5 * \psi_0$
L. 6.10b			
STR/GEO Sikkerhet mot brudd i grunnen (Sett C)	1.0	1.3	$1.3 * \psi_0$

TABELL 2. BRUDDGRENSETILSTAND [EC0, TABELL NA.A2.4(A),(B),(C)]

2.4.2 BRUKSGRENSETILSTAND

Bruksgrensetilstanden skal sørge for byggets funksjonalitet, ved å forhindre at deformasjoner begrenser bruken av bygget. Et eksempel på dette er deformasjoner, som kan føre til blant annet uønsket vannansamling. anbefalte krav til nedbøyning er gitt i EC0, Tabell NA. A1(904). Det er vanlig å begrense nedbøyningen til $\frac{L}{250}$ for konstruksjoner med alminnelige bruks- eller estetiske krav. I tillegg skal bruksgrensetilstanden sørge for menneskers komfort [49, s. 26].

Lastkombinasjoner som skal påvises	Permanente laster	Dominerende variabel last	Andre variable laster
Karakteristisk	1.0	1.0	$1.0 * \psi_0$
Ofte forekommende	1.0	$1.0 * \psi_1$	$1.0 * \psi_2$
Tilnærmet permanent	1.0	$1.0 * \psi_2$	$1.0 * \psi_2$

TABELL 3. BRUKSGRENSETILSTAND [EC0, TABELL NA.A2.6]

2.4.3 ULYKKESGRENSETILSTAND

Ulykkesgrensetilstanden er et spesialtilfelle av bruddgrensetilstanden for laster som har svært liten sannsynlighet for å opptre. De vanligste tilfellene er brann og jordskjelv. For særegne situasjoner bør det dimensjoneres for kollisjoner og eksplosjoner [49, s. 25].

2.5 MILJØ

Byggenæringen har en betydelig innvirkning på det totale miljøavtrykket i Norge. Utslipp knyttet til produksjon og transport av materialet som blir brukt i bygg-, anlegg- og eiendomssektoren, står for 16% av Norges totale klimautslipp [50]. Fokuset er rettet mot bruk av bærekraftige byggematerialer som kan bidra til å redusere utslipp og minimere avfall gjennom hele byggets levetid [51]. Faktorer for valg av materialtype er basert på bygningstype, materialmengde, produksjonssammensetning og materialets levetid [52]. I denne oppgaven er det valgt å begrense analysen til CO₂-utslippene forbundet med produksjon av råmaterialene og transport.

BETONG

Bruk av betong gir bygg og anleggskonstruksjoner lang levetid og minimalt vedlikeholdsbehov. Betong produseres vanligvis lokalt ved bruk av kortreiste råvarer. Likevel betraktes betong som det materialet med størst andel klimagassutslipp på verdensbasis, der sementproduksjonen antas å stå for ca. åtte prosent "miljøverstingen" på verdensbasis, der sement antas å stå for ca. 8 prosent av de globale klimagassutslippene [53].åtte prosent [53].

STÅL

I likhet med betong er stål et materiale med lang levetid og som er enkelt å vedlikeholde. Det er utviklet gode løsninger rundt demontering og resirkulering, og det kan smeltes ned og brukes om igjen flere ganger. Jernmalm er hovedbestanddelen i stållegeringer, og er svært utbredt i verden. Jernmalmen kan ikke reproduseres og betraktes derfor ikke som en fornybar ressurs [54]. Produksjonen av stål krever betydelig mengder energi og ressurser [55].

TREVIRKE

Trevirke er et av de mest miljøvennlige bygningsmaterialene vi har tilgjengelig i Norge. Det er først og fremst fordi det anses som en fornybar ressurs. Trær binder CO₂ fra atmosfæren, som ikke frigis før det blir brutt ned eller brent. Dette gjør det hensiktsmessig å benytte trevirke for å lagre karbon i konstruksjonen.

I Norge er tilveksten større enn hogsten av tre, og den norske skogen driver etter prinsipper for en bærekraftig skogdrift [56]. Treproduktene kan også gjenbrukes eller gjenvinnes til andre trebaserte produkter, som for eksempel spon og fiberplater [57]. Sammenlignet med stål har tre en energieffektiv produksjonsprosess. Den største andelen av energiforbruket er knyttet til tørking av treverket. Transport og bruk av byggkjemiske produkter utgjør også en andel av miljøpåvirkningen [38, s. 4]. Byggkjemiske produkter inkluderer maling, lim og impregnering. Ved bruk av overflatebehandling anses tre, på lik linje med stål og betong, som et holdbart materiale med lang levetid [56].

2.6 DIGITALE VERKTØY

Det er brukt diverse programvarer for å kontrollere håndberegninger, og å visualisere modellen grafisk. I tillegg var det ønskelig å skaffe seg kompetanse innenfor gjeldende programvarer, da de fleste av disse er utbredt i bransjen. De konkrete programvarene er valgt på bakgrunn av tilgjengelighet og relevans. Alle programmene kontrollerer opp mot gjeldende regelverk og viser til avvik mot Eurokodene, inkludert nasjonalt tillegg.

2.6.1 AUTODESK REVIT

Revit er en programvare som er utviklet av Autodesk og brukes til 3D-modellering av bygninger og infrastruktur. Det er et produkt innenfor bygningsinformasjonsmodellering (BIM), som skal være med å effektivisere prosjekteringsfasen. All dokumentasjon på prosjektet samles og endringer revideres umiddelbart. Programmet er også med på å styrke tverrfaglige team [58]. I denne oppgaven er Revit hovedsakelig brukt for å visualisere bæresystemet.

2.6.2 AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL

Robot er også en del av BIM-systemet og utviklet av Autodesk. Programmet brukes for å gjøre lastsimuleringer av konstruksjonen [59]. I denne oppgaven er Robot i hovedsak brukt for å kontrollere manuelle beregninger knyttet til stålprofilene.

2.6.3 AUTODESK AUTOCAD

AutoCAD er også utarbeidet av Autodesk og brukes for å designe og gjøre det enklere å sammenligne tegninger m.m. [60]. I denne oppgaven er AutoCAD brukt for å undersøke og danne en oversikt over arkitekttegningene.

2.6.4 SOLIBRI

Solibri brukes for å kontrollere og koordinere BIM-modeller, og er også en del av BIM-systemet. Det er gunstig for å få oppklart problematikk i tidlig fase. I denne oppgaven er Solibri brukt for å kontrollere høyder fra IFC-filen mot krav og andre tegninger [61].

2.6.5 OVE SLETTEN PROGRAMMER

Ove Sletten Programmer (OS-Prog) er en rekke beregningsprogrammer som distribueres av Focus Software. OS-Prog bygger på lang erfaring innen byggeteknikk og programmering, og er en av få som leverer program med beregninger for spennstålstatement [62]. I denne oppgaven er programvaren brukt for å kontrollere manuelle beregninger knyttet til stål- og betong, samt utarbeiding av vindlaster, og armering til den spennarmerte bjelken.

2.6.6 ISY DESIGN G-PROG

ISY Design G-Prog er utarbeidet av Norconsult og benyttes for dimensjonering av konstruksjoner i betong, tre og stål. Programmet kan kontrollere eksisterende tverrsnitt og finne nødvendig tverrsnitt [63]. I denne oppgaven er G-Prog brukt for kontroll av trebjelker.

2.6.7 MATHCAD PRIME 8

Mathcad er en programvare utviklet av PTC Inc. Det er et regneark som prosjektgruppen har nyttet til å kalkulere og føre alle beregninger som er gjort for hånd [64]. Beregningene er vist i vedlegg B.

3 FREMGANGSMÅTE

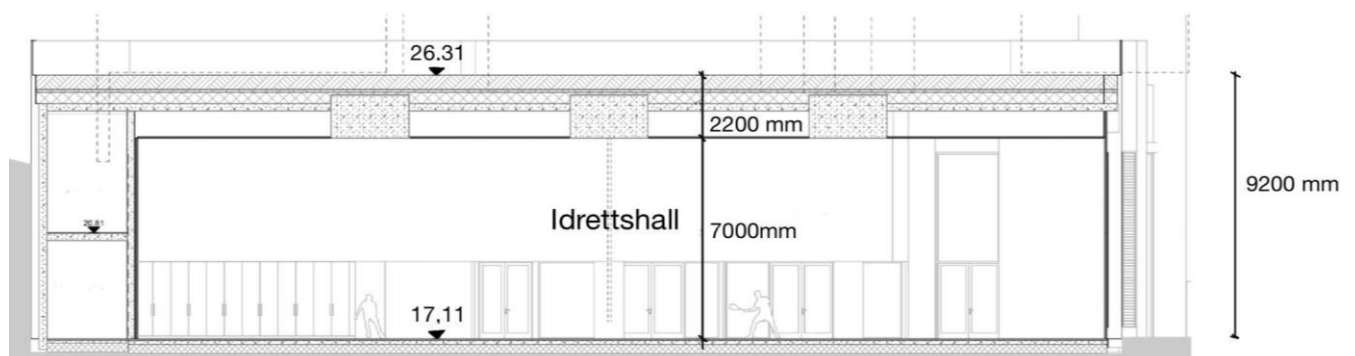
For å danne rammene rundt oppgaven er det tatt utgangspunkt i standarder og regelverk. På grunnlag av dette er det utarbeidet håndterbare data, som har vært grunnlaget for å utvikle gode løsninger. Kommunikasjon med rådgiver, entreprenør, faglærere og materialleverandører har vært sentrale i oppgaven.

3.1 MØTE MED NODE

I oppstartsfasen av oppgaven hadde vi et møte med Vera Skarsfjord der vi fikk tre ulike prosjekter presentert. Deretter valgte vi K90-prosjektet, og fikk mer informasjon om dette på et senere møte. Der ble det presentert arkitekttegninger som dannet grunnlag for drøfting av ulike problemstillinger og relevante avgrensninger i prosjektet.

3.2 UTFORMING AV KONSTRUKSJONEN

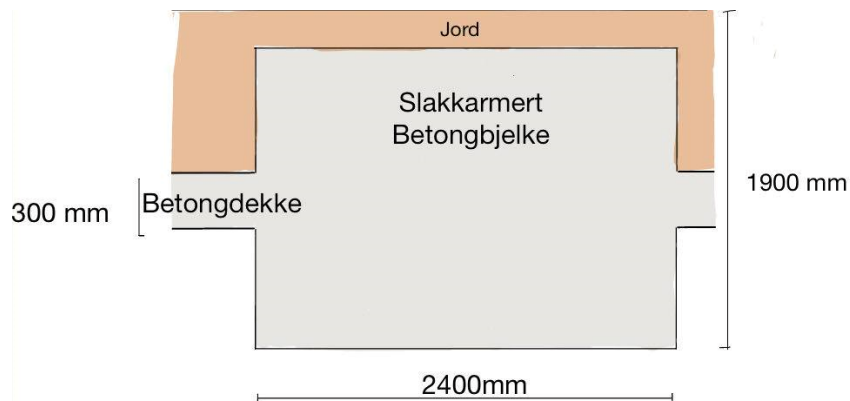
I arkitekttegningene ble det opplyst om krav til ulike byggehøyder. Kotehøydene gir utgangspunkt for de ulike høydebegrensningene i bygget. Fra kote 17.11 *moh*, skal innvendig takhøyde i idrettshallen være 7000 mm, mens høyde opptil kote 26.31 *moh* er 9200 mm. Dette gir en høyde på 2200 mm til rådighet for bjelkene, dekket og jordmassene. Den sistnevnte høyden legger grunnlaget for valg av høyde på de ulike bærebjelkene som betraktes i oppgaven.



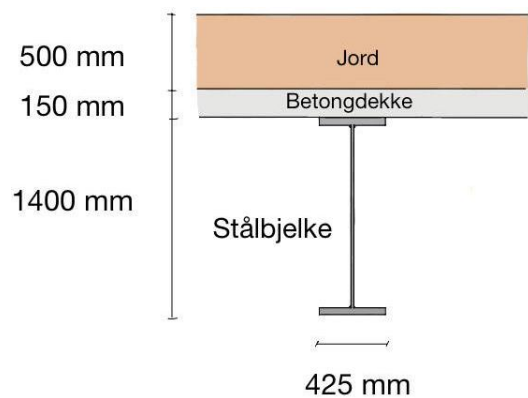
FIGUR 20. ARKITEKTTEGNING. HENTET FRA NODE

3.2.1 ALTERNATIVE BÆRESYSTEM

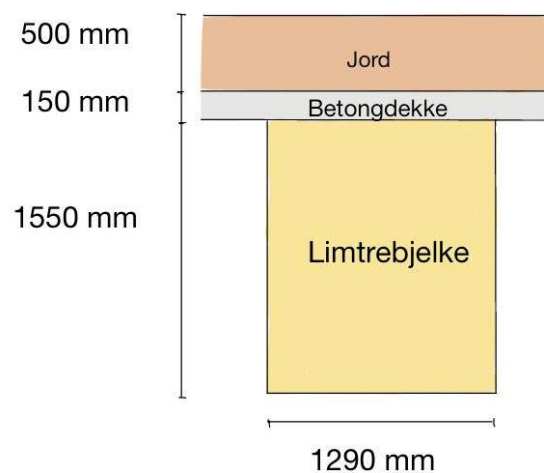
Prosjektgruppen har valgt å se på tre ulike materialer, der disse består av betong, stål og limtre. Basert på kravene fra NODE og ved nødvendige beregninger gjort i kapittel 5.4, er det kommet frem til at det trengs tre bjelker i betong, tolv bjelker i limtre, samt tolv platebærere i stål. Illustrasjon av tverrsnittene og dekket med de nødvendige dimensjonene er illustrert i figur 21-23. En mer detaljert beskrivelse av de valgte systemene vil bli introdusert i kapittel 5.



FIGUR 2122. SKISSE AV BETONGBJELKE OG DEKKE

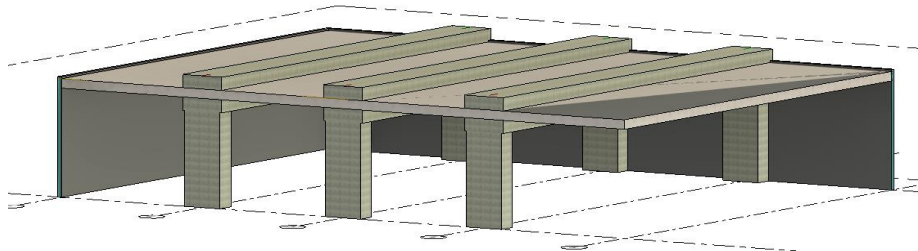


FIGUR 2221. SKISSE AV PLATEBÆRER OG DEKKE

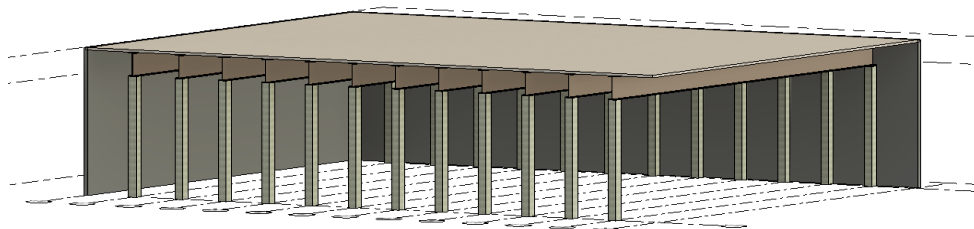


FIGUR 23. SKISSE AV LIMTREBJELKE MED DEKKE

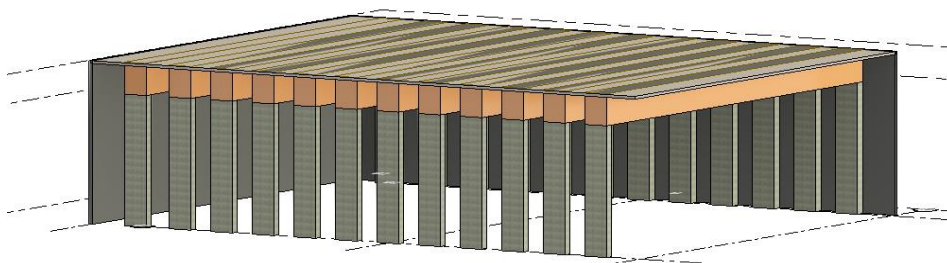
På bakgrunn av at de gjeldende bæresystemene har forskjellig antall bjelker, er spennvidden ulik. Alternativene som tar for seg limtre- og stålbjelker har en spennvidde lik 2.5 meter, mens for slakk- og spennarmerte betongbjelker gjelder en spennvidde på 5.4 meter. Dette resulterer i et tynnere dekke for stål- og limtre, enn for betong. De respektive systemene er illustrert ved figurene 24-26.



FIGUR 24. BETONGBJELKER TEGNET I REVIT



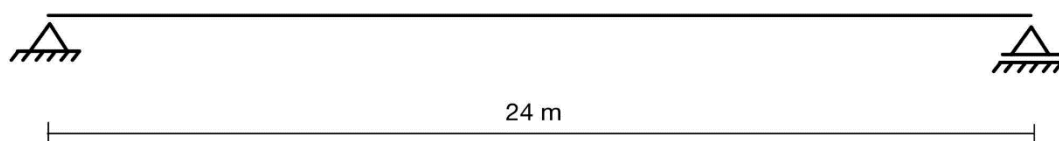
FIGUR 25. PLATEBÆRERE TEGNET I REVIT



FIGUR 26. LIMTREBJELKER TEGNET I REVIT

3.3 STATISK SYSTEM

Det statiske systemet består av fritt opplagte bjelker, med en lengde på 24 meter, som hviler på søyler i begge ender. I oppgaven er det utelukket dimensjonering av søylene.



FIGUR 27. FRITT OPPLAGT BJELKE

4 LASTBEREGNINGER

For å kunne dimensjonere bærebjolkene må alle mulige lastvirkninger belyses. Lastene er utarbeidet og innhentet i samsvar med EC1-1, EC1-3 og EC1-4, med tilhørende nasjonalt tillegg, samt diverse byggforskblader for egenlaster av ulike bygningsdeler. Lastene er oppgitt i karakteristisk tilstand. Ved beregninger blir disse tilpasset avhengig av om det skal dimensjoneres i brudd- eller bruksgrensetilstand.

4.1 EGENLAST

Ved utarbeiding av prosjektoppgaven har egenlastene vært en viktig del av grunnlaget for dimensjonering av det statiske systemet. Egenlasten inkluderer vekten av dekket, bjelkene og studentboligene.

Dekket sin egenvekt består i hovedsak av betong, armering og jordmasser. For å beregne lastbidraget til dekket, har vi benyttet tabellverdier fra Byggforskserien [65]. For normalarmert betong er massetettheten $25 \frac{kN}{m^3}$, og for jordmassene $20 \frac{kN}{m^3}$. Dekket for betongbjelkene er tykkere, enn det til stål- og trebjelkene, og den totale lasten fra dekket blir dermed større.

Det er store forskjeller rundt egenlaster knyttet til de gjeldende materialene. Tre har lavest massetetthet, mens stål har den høyeste. Dette har ført til at bjelkenes egenvekt har bidratt til økt moment og skjær i ulik skala for de gjeldende materialene.

For stål- og trebjelkene spenner dekket kontinuerlig over flere opplegg. På grunn av dette er det en lastoverføring over bjelkene, som gir et større lastbidrag. Det er brukt en lastbreddefaktor på 1.1, som kompenserer for dette. Denne vurderingen er til sikker side, da dekket spenner over mer enn fire opplegg [35, s. 30].

Massetettheten til betong er inklusiv vekten fra armeringsjernene. For de slakkarmerte bjelkene er betong-jern forholdet på om lag $245 \frac{kg}{m^3}$. Ved store mengder armeringsjern må det brukes en verdi for *tungbetong* som er på $26 \frac{kN}{m^3}$ [23]. Mengden armering i bjelkene anses som betydelig, og verdien for tungbetong brukes. Den samme massetettheten brukes for de spennarmerte bjelkene til sikker side. Konstruksjonsstål har en massetetthet på $78.5 \frac{kN}{m^3}$ [EC1-1, tabell A4] og den gjeldende limtretypen har en massetetthet på $4.3 \frac{kN}{m^3}$.

Type bærebjelke	Betong - Slakkarmert	Betong - Spennarmert	Stål - Platebærer	Limtre - GL30c
Vekt per løpemeter	$11\ 856 \frac{kg}{m}$	$10\ 868 \frac{kg}{m}$	$422 \frac{kg}{m}$	$860 \frac{kg}{m}$
Totalvekt alle bjelkene	854 tonn	782 tonn	122 tonn	248 tonn

TABELL 4. VEKTOVERSIKT

I tillegg kommer det en stor egenvekt fra studentboligene, som står for store deler av den totale egenlasten. Dette blir ytterligere omtalt i kapittel 4.3.

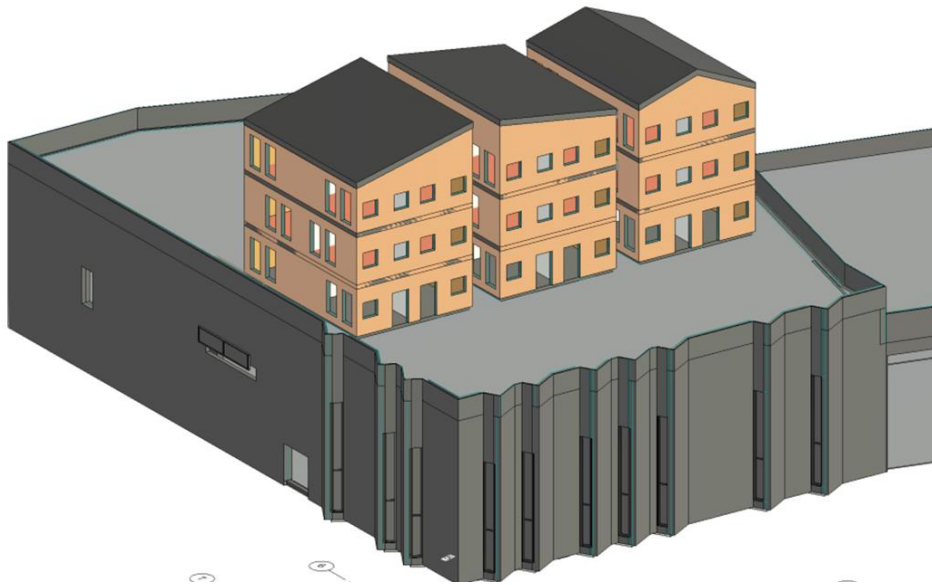
4.2 NYTTELAST

Nyttelast beregnes etter EC1-1. Ved utarbeiding av denne lasten ble det tatt forbehold om at studentboligene skal kunne oppføres hvor som helst på hele idrettstaket. Dermed er det boligenes bruk som avgjør hvilken nyttelast en benytter.

4.3 STUDENTBOLIGER

Studentboligene består av egen- og nyttelast. Hensikten med å finne totalvekten fra studentboligene er å ha et felles dimensjoneringsgrunnlag for de ulike alternative bæresystemene. Derfor er det lagt vekt på å finne en realistisk last for boligene.

På taket av idrettshallen kommer det tre studentboliger i massivtre. Øvrige deler av taket er definert som parkareal. Boligene vil bli bygget i 3-etasjers høyde. Plasseringen av boligene er ikke bestemt, og skal derfor i utgangspunktet ha mulighet til å bli oppført hvor som helst på hele taket. Plasseringen som gir størst laspåkjenning er derfor valgt. Illustrasjonen under viser hvordan det er tenkt at boligene skal plasseres på taket.



FIGUR 28. ILLUSTRASJON AV STUDENTBOLIGENE OG IDRETTSHALLEN. TEGNET I REVIT

Det er brukt standardiserte tabellverdier fra Byggforskserien for å regne ut den totale vekten til boligene. Det er gjort konservative vurderinger for dimensjoneringen. Alle elementene i boligene består av trevirke og trebaserte produkter, med unntak av en støpt betongplate under hver av boligene. Denne platen, i tillegg til en stiv ringmur/kjellervegg, er nødvendig for å føre lastene fra boligene inn over bjelkene i idrettshallen. Dette for å ikke belaste dekket mellom bjelkene mer enn det er dimensjonert for. Se figur 29. Ved en forenklet vurdering antar en at lastene føres ned gjennom de tverrgående ringmurene. Som vil si at to av fire sider av ringmuren bærer boliglastene ned til bjelkene. Denne vurderingen er til sikker side. Dette fordrer at boligene oppføres slik at denne lastfordelingen oppnås i praksis.



FIGUR 29. OPPTREDENDE PUNKTLASTER FRA STUDENTBOLIGENE

Størrelsen på boligene er ikke oppgitt i forprosjektet. Den valgte størrelsen på byggene er basert på illustrasjoner fra BOB [1], plantegninger fra Node (vedlegg A) og normalverdier for etasjehøyde i boligblokker [4]. Hver boligenhet har et grunnareal på $10m \times 7m$. Bygningselementene som er brukt i beregningen er et minimum av hva slags elementer et bygg består av.

I tillegg til alle egenlastene boligen består av, er det medregnet nyttelast av mennesker i studentboligene. Nyttelasten for beboelse faller hovedsakelig under brukskategori A. Da dette er studentboliger med erfaringsmessig gode muligheter for større ansamlinger av mennesker ønsker vi å benytte brukskategori C1 [EC1-1, Tabell NA.6.1].

Vi anser det som viktig å få implementert nyttelasten i den totale lasten i boligen. Dette er en konservativ vurdering, da resterende areal på taket vil være dimensjonert for nyttelasten. Dermed vil denne indirekte være medregnet over hele taket.

Type last	Karakteristisk last	Referanse
Massivtre med takstein (200 mm)	$1.6 \frac{kN}{m^2}$	BKS 471.031 Pkt. 46
Lydisolerende etasjeskiller med trebjelker	$1.0 \frac{kN}{m^2}$	BKS 471.031 Pkt 51
Betongfundament (200 mm)	$5.5 \frac{kN}{m^2}$	BKS 471.031 Pkt 52
Innervegg av trestenderverk	$1.0 \frac{kN}{m^2}$	BKS 471.031 Pkt 64
Yttervegger av massivtreelementer (200 mm)	$1.3 \frac{kN}{m^2}$	BKS 471.031 Pkt 67
Nyttelast, Kategori C1, gulv	$3.0 \frac{kN}{m^2}$	EC1, Tabell NA.6.1/6.2
Boligens totale flatelast	$25.7 \frac{kN}{m^2}$	

TABELL 5. LASTOVERSIKT STUDENTBOLIG

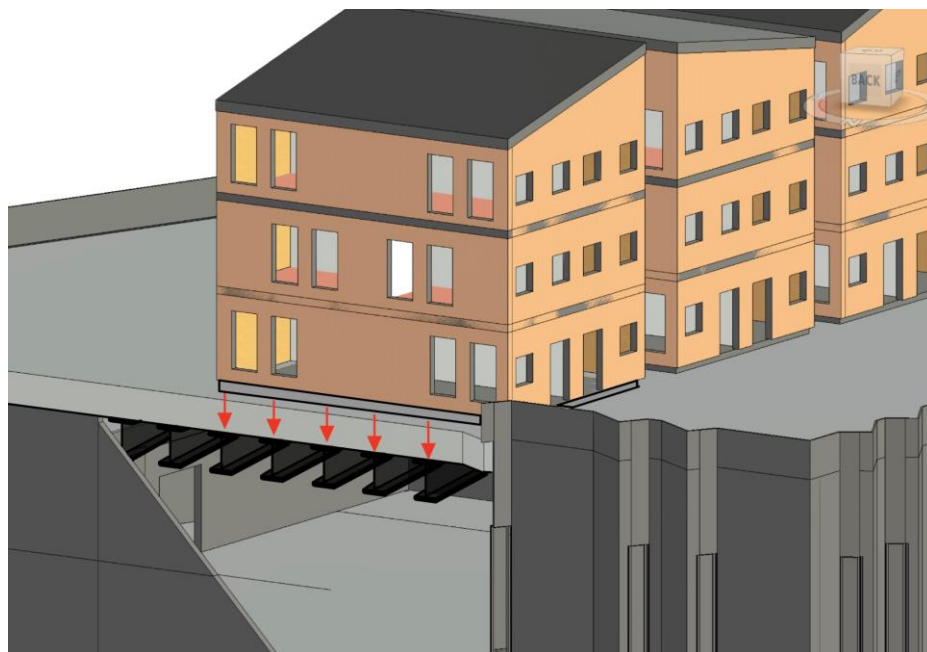
Etter beregninger blir den karakteristiske lasten $25.7 \frac{kN}{m^2}$, og hver bolig har en belastning på $1799 kN$. I bruddgrensetilstand er de ulike lastene faktorisert med gjeldende lastfaktorer, se vedlegg B, 1.2. Den totale bruddgrenselasten er totalt $33.5 \frac{kN}{m^2}$, som er brukt i dimensjoneringen. Dette tilsvarer en gjennomsnittlig lastfaktor på 1.3. Videre betraktes bruddlastene fra studentboligene som en konstant egenlast, uten ytterligere faktorisering av lasten.

For å ta hensyn til variasjon i antall bærebjelker som er benyttet i konstruksjonen, har punktlasterens størrelse blitt regulert i takt med dette. I fremgangsmåten har vi lagt inn boligens bredde og kan dermed se hvor mange bjelker som ligger direkte under boligene (se vedlegg A, 2). For det alternative bæresystemet i betong hviler studentboligene på to bjelker. Dette gir fire punktlaster på henholdsvis 450 kN hver, som er illustrert ved figur 30.



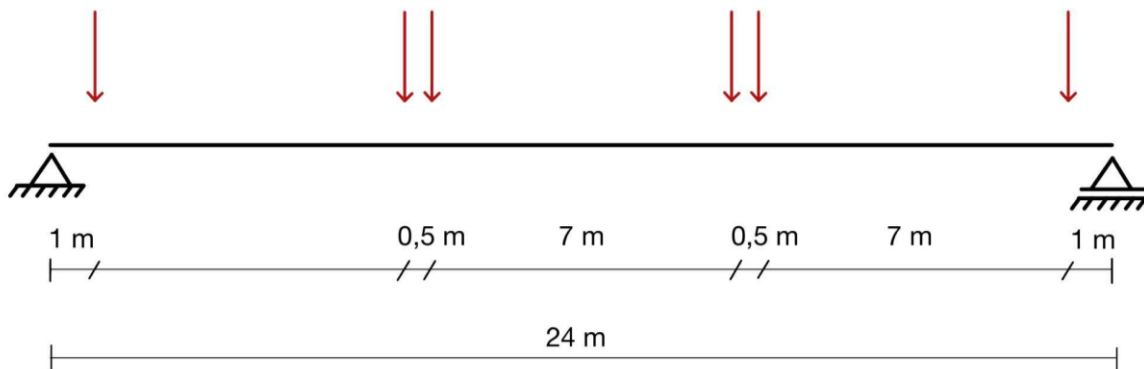
FIGUR 30. TO AKTIVE BETONGBJELKER UNDER STUDENTBOLIGENE

Stål- og limtrebjelkene består av fem aktive bjelker under studentboligene, som tilsvare ti punktlaster per hus der hver punktlast blir $P_k = 180\text{ kN}$.



FIGUR 31. FEM AKTIVE BJELKER UNDER STUDENTBOLIGENE

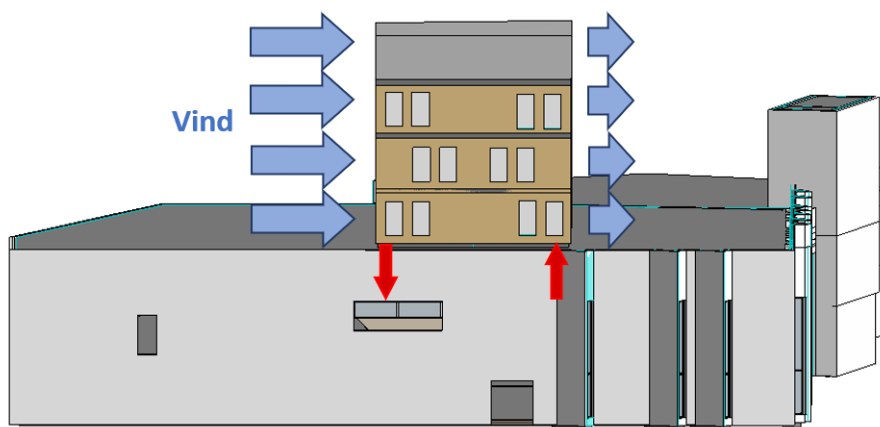
Dersom vi betrakter én bjelke vil punktlasterne fordele seg utover som illustrert ved figur 32. Bredden på boligene er 7 meter, og det er 0.5 meter mellom dem.



FIGUR 32. FRITT OPPLAGT BJELKE MED PUNKTLASTER FRA STUDENTBOLIGENE

4.4 VINDLAST

Som tidligere nevnt, er det ikke blitt dimensjonert for søylene i denne oppgaven. I den sammenheng er det kun vindlasten på studentboligene som blir betraktet. Denne lasten fører til et stabiliserende, vertikalt kraftpar som illustrert med røde piler ved figur 33.



FIGUR 33. VINDLASTER SOM VIRKER PÅ STUDENTBOLIGENE. TEGNET I REVIT.

EC1-4 gir føringer for beregning av vindlast. En bruker erfaringsbasert referansevindhastighet, som videre blir regulert på grunnlag av ulike justeringsfaktorer for dimensjonering.

Det gjeldende området har en referansevindhastighet på 26 m/s iht tabell NA.4(901.1). Området er i utvikling, og det skal oppføres flere boliger fortløpende. Vi velger dermed å anse terrengruhetskategori 3, til sikker side. Denne kategorien tilsvarer et område med sammenhengende boligområder [EC1-4, Tabell NA.4.1].

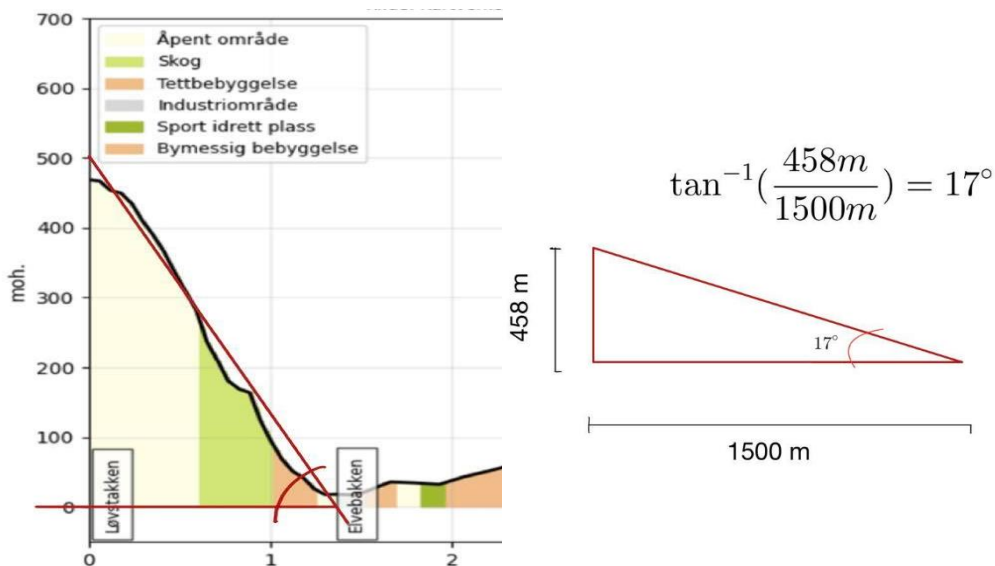
Vi anser Ulriken som et *åpent viddelandskap* med ruhetskategori 1, og ligger ca. 3,5 km fra Mindemyren. Byfjorden har også ruhetskategori 1, men ligger 5 km fra Mindemyren [66]. Siden Ulriken er mer nærliggende enn byfjorden tas det utgangspunkt i denne retningssektoren.

Differansen mellom ruhetskategorien på Mindemyren og Ulriken er 2, som gir en overgangsfaktor $K_3 = 1.02$ [EC4-1, tabell.V.1].



FIGUR 34. VISER AVSTANDER TIL LØVSTAKKEN, ULRIKEN OG BYFJORDEN [66]

Mindemyren ligger mellom Løvestakken og Ulriken. Som det kommer frem av figur 34, er Løvestakken det mest nærliggende fjellet. Avstanden er innenfor kravene i NA.4.3.3(901.3.2). I tillegg kommer det frem av høydeprofilen at vinkelen opp til Løvestakken er mindre enn 25°, se figur 35. Alle kriteriene i NA.4.3.3(901.3.2) er dermed oppfylt (se vedlegg B, 1.4) og Mindemyren anses dermed som å være et *lavereliggende byggested i le av ås eller skråning*. På grunn av dette virker Løvestakken som en barriere for vinden, og samtidig økes turbulensen. Samlet virker dette reduserende på vindhastigheten.



FIGUR 35. HØYDEPROFIL [66]

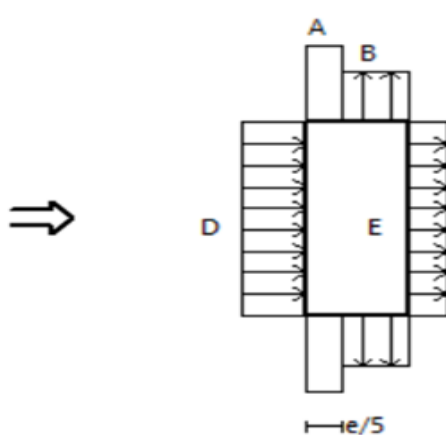
Det er utført fire forskjellige beregningsmetoder for å bestemme vindkasthastighetstrykket; forenklet kontroll, beregning med topografieffekter, og beregning med topografieffekter. Ved den forenklete kontrollen ble alle faktorer satt til 1.0. Håndberegningene er sammenlignet med OS-prog, se vedlegg B, 1.4. Resultatene er gjengitt i tabell 6, og basert på disse settes vindlasten som $0.8 \frac{kN}{m^2}$.

Horisontal vindlast	$q_{kast} \left[\frac{kN}{m^2} \right]$	Referanser
Forenklet metode	0.73	[Vedlegg B - Beregninger - Vindlast]
Uten topografieffekter	0.70	[Vedlegg B - Beregninger - Vindlast]
Uten topografieffekter etter OS-prog	0.73	[Vedlegg C - fra Programvare - Vindlast]
Med topografieffekter	0.65	[Vedlegg B - Beregninger - Vindlast]
Velger konservativt	0.8	

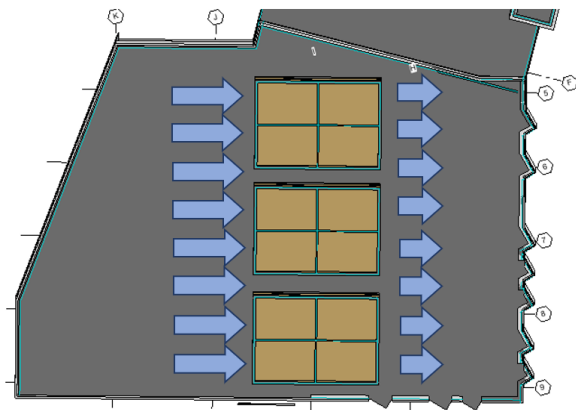
TABELL 6. VINDKASTHASTIGHETSTRYKKET

Vindlasten fordeles ut på konstruksjonen basert på dens geometri ved bruk av en formfaktor. På grunn av dette oppstår det trykk- og sugkrefter, som fordeler seg ulikt over hele konstruksjonen avhengig av utformingen [EC1-4, 7.1.1].

Det er kun tatt hensyn til vindlasten som gir et utslag på idrettshallens konstruksjon. Dette skyldes at studentboligene ikke dimensjoneres i denne oppgaven. Tabell 7, i EC4-1, viser til en oversikt over vindlaster på yttervegg. Den totale vindlasten blir da bestående av trykket i sone D og suget i sone E (se figur 36 og 37). Vindlasten danner et kraftpar mellom tilstøtende yttervegg, samt ytterveggen i motsatt ende, som vist i figur 33. Denne kraften blir dermed ført ned i dekket og gir bærebjelkene en jevnt fordelt linjelast på $3.9 \frac{kN}{m^2}$.



FIGUR 36. VINDEN SOM TREFFER STUDENTBOLIGENES FASADE. HENTET FRA OS-PROG



FIGUR 37. VINDTRYKKET FRA SONE D OG E. TEGNET I REVIT

4.5 SNØLAST

Snølast er sesongavhengig og betraktes som midlertidig. Ved utarbeiding av lasten benyttes EC1-3. Det er oppgitt karakteristiske lastverdier for hver kommune. Ved å kombinere denne lasten med ulike lastfaktorer får man den dimensjonerende snølasten. Metodikken er beskrevet i den Eurokoden og i vedlegg B, 1.3. På grunn av studentboligene må lasten skaleres for snøfonning. Dette er gjort ved bruk av formfaktoren μ_s . Den karakteristiske lasten er hentet fra EC1-3, tabell NA.4.1(901), med verdi for Bergen kommune.

Karakteristisk snølast S_k	Formfaktor – fonning μ_s	Total snølast S
$2.0 \frac{kN}{m^2}$	1.5	$2.4 \frac{kN}{m^2}$

TABELL 7. VERDI FOR VINDLAST

4.6 SEISMISKE LASTER

Seismiske laster omfatter påkjenninger som oppstår som følge av jordskjelv. Seismisk last er vurdert som en aktuell ulykkeslast, og det er derfor undersøkt om idrettshallen bør dimensjoneres for dette [67].

I henhold til EC8-1 er det utarbeidet retningslinjer for dimensjonering av konstruksjoner for å motstå seismisk belastning. Selv om EC8-1 nylig har blitt revidert i 2021, kan den eldre standard EC8-1x benyttes, på grunn av dens strengere krav.

Dersom man skal unngå å dimensjonere for seismiske laster, krever det at man undersøker fire utelatelseskriterier, der minst én av disse må oppfylles [EC8-1x]. En fullstendig gjennomgang av beregninger som inngår i disse kriteriene, er beskrevet i vedlegg B, 1.5.

KRITERIUM 1 - SEISMISK KLASSE

Kriterium 1 omhandler fastsettelse av byggets seismiske klasse. Klassene er delt inn i fire, og beskriver byggets stabilitet og konsekvenser ved et eventuelt jordskjelv. Idrettshallen betraktes som et bygg der store ansamlinger av mennesker kan oppstå, og hallen plasseres derfor i klasse 2 eller 3 [EC8-1x, tabell NA.4(902)]. Det første utelatelseskriteriet krever at bygget er i seismisk klasse 1 og er dermed ikke oppfylt.

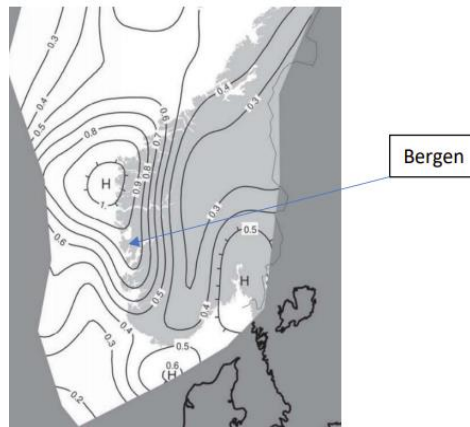
KRITERIUM 2 - LAV SEISMISITET

Kriterium 2 handler om grad av seismisitet og kommer til anvendelse dersom formel 13 ikke er oppfylt.

$$a_g * s < 0.05 * g = 0.49m/s^2$$

FORMEL 13. HENTET FRA EC8-1X, NA.3.2.1(5)

Verdien for berggrunnens akselerasjon kan bestemmes i fra et Norgeskart med verdier a_{g40Hz} fra figur NA.3(907). Verdien for Bergen kan interpoleres til $0.85 \frac{m}{s^2}$, se vedlegg B,1.5.



FIGUR 38. SEISMISKE SONER. [EC8-1X, NA.3(907)]

Seismisk faktor er bestemt fra den seismiske klassen, og gir en seismisk faktor $\gamma_I = 1.4$. Det kommer frem av Norges Geologiske Undersøkelse at berggrunnen hovedsakelig består av glimmerskifer [68]. Dette er en relativt hard bergart. Skjermbilde av grunnforholdene er vist i vedlegg C, 5.2.1. Basert på denne informasjonen blir grunntypen vurdert til å være type A, i henhold til Tabell NA.3.1. Forsterkningsfaktor $s = 1$, kommer av grunnforholdet, vist i tabell NA.3.3. $a_g * s = 0.85 \frac{m}{s^2}$ er større enn $0.49 \frac{m}{s^2}$. Følgende krav er dermed ikke oppfylt.

KRITERIUM 3 - DIMENSJONERENDE SPEKTRUM

Dimensjonerende spektrum tar hensyn til byggets utforming og oppførsel under seismisk belastning. Dersom formel er oppfylt har bygget tilstrekkelig kapasitet for seismiske påkjenninger.

$$S_d(T) < 0.05g = 0.49 \frac{m}{s^2}$$

FORMEL 14. NA3.2.1(5)

For å kunne bruke dette kriteriet er en avhengig av at

- › Konstruksjonsfaktor $q \leq 1.5$ (DCL) ✓
- › Ingen reduksjon av stivhetsegenskapene etter 4.3.1(7). ✓
- › Konstruksjonen regnet som fast innspent i grunnen. ✓

Valg av *konstruksjonsfaktor* blir avgjørende for hvilke dimensjoneringsregler man må forholde seg til, og $q = 1.5$ antas for å beregne at DCL er overholdt. DCL refererer til en konstruksjon med lite energiabsorpsjon. På grunn av Norges klassifisering om et område med lav til svært lav seismisitet, vil konstruksjonen generelt ha begrenset kapasitet til å absorbere energi. Krav for beregning i DCL er overholdt siden $a_g * S < 1,0 \frac{m}{s^2}$ [EC8-1, NA.3.2.1(4)]

De tre betingelsene er oppfylt og formelen for dimensjonerende spektrum kan benyttes, der $S_d(T)$ er dimensjonerende spektrum. Spektrumet blir beregnet etter å ha funnet verdiene for bygningens første egensvingeperiode for sidebevegelse. Tverrkraftmetoden benyttes for å regne ut første egensvingperioden, men er da avhengig av at bygget er mindre enn 40 m og følgende betingelser for bygget er oppfylt:

- › har regularitet i oppriss ✗
- › har regularitet i plan eller er mindre enn 10 m høyt og i seismisk klasse II ✗
- › har mindre egensvingeperiode enn 2s eller 4Tc ✓

Det er observert at bygget mangler regularitet i oppriss grunnet studentboligene, og derfor kan ikke egensvingeperioden bestemmes ved bruk av tverrkraftmetoden. Som et alternativ kan modal-responsspektrum benyttes. Metoden er antatt å være mindre konservativ enn tverrkraftmetoden. Hvis bygget er godt innenfor ett av utelatelsekriteriene etter tverrkraftmetoden, er det også høyst sannsynlig at det oppfylder kravene etter en modalspektrum-analyse. Dessuten krever en slik analyse en fullstendig 3D-modellering av bygningen, i for eksempel ROBOT. I dette tilfellet er en slik beregning ikke mulig siden kun bærebjelkene og dekket blir betraktet.

Bygget kan også i utgangspunktet vurderes å plasseres i seismisk klasse II, som gjør at kriterium 2 er oppfylt. Dermed ville tverrkraftmetoden vært tilstrekkelig for å bestemme egensvingperioden:

$$S_d(T) = a_g * S * \frac{2,5}{q} * \frac{T_c}{T_1} = 0.73 \frac{m}{s^2}$$

FORMEL 15. DIMENSJONERENDE SPEKTRUM. [EC8-1x, 3.2.2.5(4)]

Som man ser fra formel 15 er $S_d(T) = 0.73 \frac{m}{s^2}$, og formel 14 er dermed ikke oppfylt.

KRITERIUM 4 - STØRRELSE PÅ KREFTER

Dette kriteriet handler om den totale lasten til bygget. Den blir oppfylt dersom skjærkraften på grunnivå, som følge av den seismiske situasjonen, er mindre enn kraften fra andre relevante lastkombinasjoner. Det vil si at vind- og skjevstillingslastene er større enn jordskjelvskeftene, og er bestemt etter formel 16:

$$1.0 * F_b < (1.5 * Vind + 1.05 * Skjev) * \frac{\gamma_{c,bruddgrense}}{\gamma_{c,DCL}}$$

FORMEL 16. HENTET FRA EC8-1X, 4.4.1(2)

Det er gjort en forenklet vurdering av massen til idrettshallen og studentboligene. I denne beregningen inkluderes ikke skjevstillingslasten, som er til sikker side. Dekket, jordmassene og bjelkene på idrettshallen utgjør en betydelig vekt, noe som bidrar til at kriteriet ikke blir fulgt. Som det kommer frem i tabellen under, overholder ikke idrettshallen noen av utelatelseskriteriene.

Utelatelse Kriterier	Krav	Resultat	Referanse [EC8-1x]
1	Seismisk klasse 1	IKKE OK	NA.4(902)
2	Grunnakselerasjon	IKKE OK	NA.3.2.1(5)P
3	Dimensjonerende spektrum	IKKE OK	NA.3.2.1(5)P
4	Størrelse på krefter	IKKE OK	4.4.1(2)

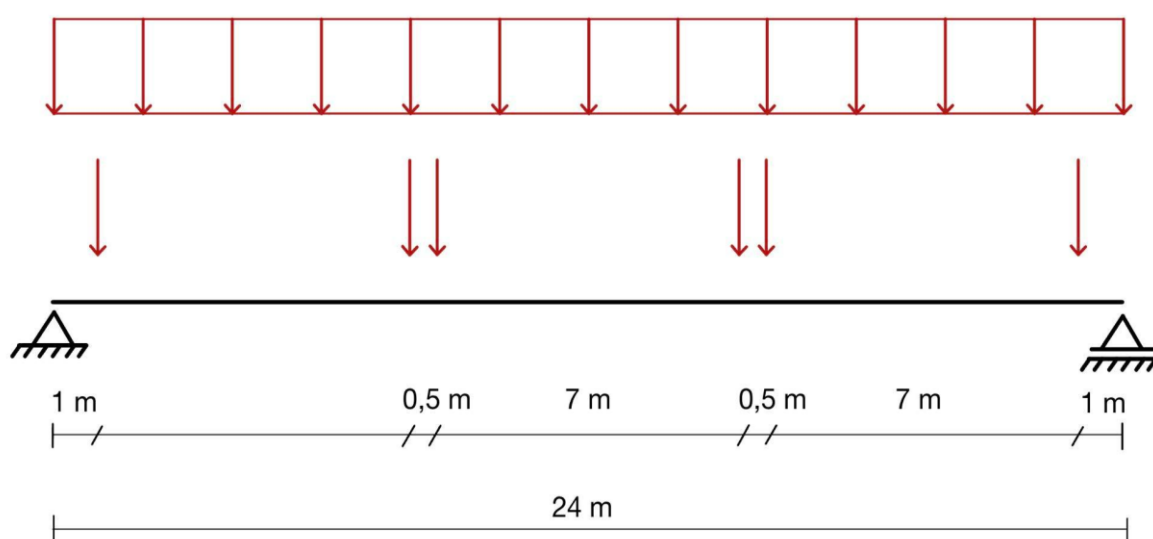
TABELL 8. OPPSUMMERING AV UTELATELSESKRITERIENE

Det er tatt i bruk oppdaterte sonekart utgitt av NORSAR i 2020 for å se om konstruksjonen kan overholde et av kriteriene [69]. På bakgrunn av dette får idrettshallen en redusert grunnakselerasjon (a_g), sammenlignet med EC8-1x. Selv med det oppdaterte sonekartet, innfrir ikke idrettshallen noen av utelatelseskriteriene.

Ettersom ingen av utelatelseskriteriene for idrettshallen ble oppfylt, vil en fullstendig jordskjelvberegning være nødvendig. Et eksempel på hvordan idrettshallen kan avstives, er vist i vedlegg C, 5.3.1. Det har blitt besluttet å se bort fra dimensjonering for seismiske laster i videre beregning.

4.7 OPPSUMMERING LASTER

Lastene fra studentboligene føres direkte inn over bjelkene og anses som punktlaster. Disse punktlastene kommer på seks ulike steder pr bjelke, pga. studentboligenes plassering. Vind-, snø- og egenlast (fra dekket og bjelkene) gir en jevnt fordelt flatelast. Punktlastene og den jevnt fordelte lasten er illustrert ved figur 39, se beregninger i vedlegg B, 1. Hvor stor jevnt fordelt last og punktlast de gjeldende bjelkene blir påkjent med, er avhengig av lastbredden mellom bjelkene. Dette vises i beregningene for bærebjelkene, med varierende antall bjelker og lastbredder. Dette er illustrert i vedlegg A, 2.



FIGUR 39. LASTBILDE AV FRITT OPPLAGT BJELKE MED ALLE LASTER INKLUDERT

Lastene som er brukt i beregningene er gjengitt i tabell 9.

	Flatelast	Linjelast (12 bjelker)	Linjelast (3 bjelker)	Punktlast (12 bjelker)	Punktlast (3 bjelker)
Studentbolig	$25.7 \frac{kN}{m^2}$	x	x	180 kN	450 kN
Snø	$2.4 \frac{kN}{m^2}$	$6.5 \frac{kN}{m}$	$19.2 \frac{kN}{m}$	x	x
Vind	$3.9 \frac{kN}{m^2}$	$3.9 \frac{kN}{m}$	$3.9 \frac{kN}{m}$	x	x
Dekke 150 mm	$3.8 \frac{kN}{m^2}$	$10.3 \frac{kN}{m}$	x	x	x
Dekke 300 mm	$12.5 \frac{kN}{m^2}$	x	$100 \frac{kN}{m}$	x	x
Jordmasser 500 mm	$10.0 \frac{kN}{m^2}$	$27.0 \frac{kN}{m}$	$80 \frac{kN}{m}$	x	x

TABELL 9. OPPSUMERING LASTER

Lastene opplistet i tabellen er benyttet i ulike kombinasjoner for dimensjonering av de ulike bærebjelkene. Disse skaper grunnlag for beregninger i bruks- og bruddgrensetilstand. Egenvekten til bjelkene (vist i tabell 4), er ikke inkludert i tabellen over, men tilkommer beregningene for det respektive alternative bæresystemet.

5 DIMENSJONERING

Dimensjonerende moment, skjærkraft og vertikal forskyvning er beregnet for hånd (ført i Mathcad Prime) og kontrollert opp mot resultater i beregningsprogrammer (se kapittel 2.6).

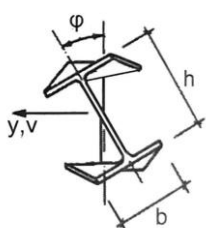
5.1 STABILITET

Samtlige av bjelkene er fastholdt mot vipping. Stålprofil med tynne steg er mest utsatt. Trykkflensen er avstivet av betongdekket og kan dermed ikke knekke ut. For stål og limtre kan det sveises på eller skrues fast dybler vertikalt på overside flens. Disse blir innstøpt i betongdekke og kan dermed avstive trykkflensen fra horisontal forskyvning på tvers av bjelkens lengderetning. Beregninger av den horisontale tverrlasten er ikke gjennomført.

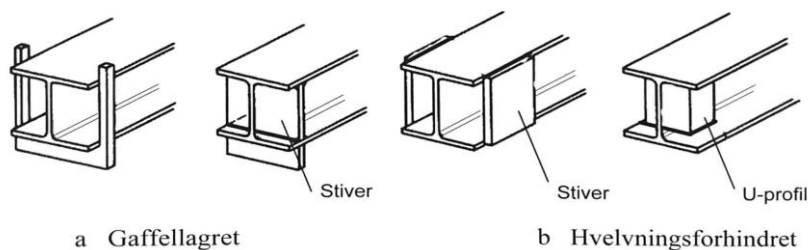
For staver med sentrisk trykk skal man kontrollere for bøyeknekking. Tverrsnittet er utsatt for horisontal vindlast. Denne normalkraften anses som neglisjerbar i forhold til de dimensjonerende kreftene på bjelkene, samt aksialkapasiteten til de utvalgte profilene. Bjelkene er derfor ikke være utsatt for knekking.

Prinsippet om fri plassering av studentboligene kan gi bjelkene utfordringer med eksentrisiteter og asymmetrisk last. Dette kan gi deformasjoner som fører til spenninger i tverrsnittet og torsjonsmoment. Lukkede tverrsnitt som for eksempel massive, rektangulære tverrsnitt (valgte betong- og limtreprofil) eller hulprofiler gir best motstand mot torsjon. I slike profiler oppstår St. Venants torsjon, gitt at de ikke er hvelvingsforhindret. Likevekten opprettholdes på den måten av skjærspenninger [22, s.116].

Åpne tverrsnitt som I- eller H-profil er i større grad utsatt for torsjon. For gaffellagrede profiler, figur 41, bokstav a, er det ikke uvanlig at det oppstår hvelvingstorsjon, illustrert med figur 40. Ofte blir slike profil avstivet med stivere o.l. for å forhindre dette (figur 41, bokstav b).



FIGUR 40. HVELVINGSTORSJON [22]



FIGUR 41. PRAKTISK UTFORMING AV OPPLAGERBETINGELSER [22]

Det er platebæreren som er mest utsatt for torsjon, men på bakgrunn av den korte avstanden mellom bjelkene, den lave punktlasten, og sammenstøping med betongdekket er det ikke ansett som en kritisk beregning. Det er derfor ikke gjort beregninger på torsjon.

5.2 KONTROLLER

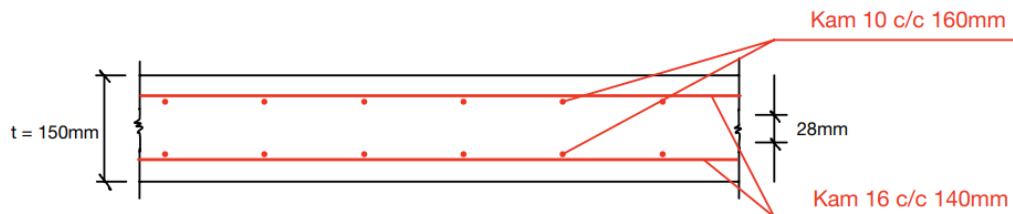
Kontrollene vi tar for oss i beregningene er utarbeidet med et utgangspunkt i tabell 10. Det kontrolleres dermed i ulike grensetilstander og påvisning av materialets tverrsnitt og materialeegenskaper. Beregningene gjøres overordnet etter tabellen, i tillegg til særegne kontroller for de ulike materialene. Dette er fordi de oppfører seg ulikt og har forskjellig tverrsnitt.

Grensetilstand	Påvisning av	Eksempel
Bruddgrensetilstand (ULS)	Tverrsnittets <ul style="list-style-type: none"> • momentkapasitet • skjærkraftkapasitet 	$M_{Ed} \leq M_{Rd}$ $V_{Ed} \leq V_{Rd}$
Bruksgrensetilstand (SLS)	Bjelkens <ul style="list-style-type: none"> • største nedbøyning $\delta_{till} = \frac{L}{250} = \frac{24000}{250} = 96 \text{ mm}$	$\delta_{maks} \leq \delta_{till}$
Ulykkesgrensetilstanden (Jordskjelv)	<ul style="list-style-type: none"> • ikke aktuelt for bjelker 	

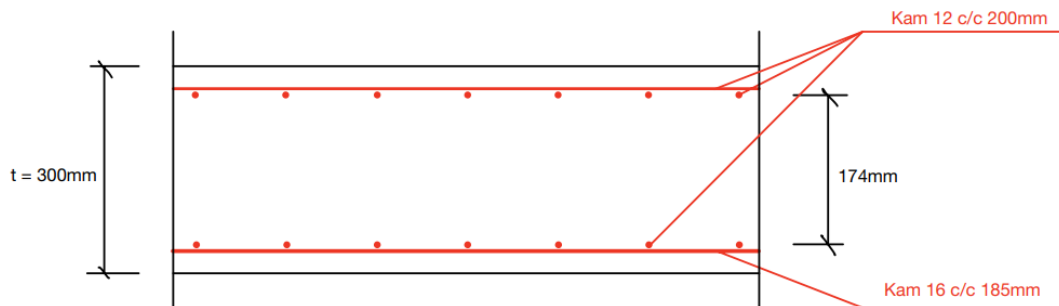
TABELL 10 KONTROLLER FOR LASTPÅKJENNING

5.3 DEKKE

Det er dimensjonert to ulike dekketykkelser basert på bjelkenes spennvidder. Moment og nedbøyning har vært dimensjonerende faktorer, og dekkene er dimensjonert for å tåle de variable lastene fra snø og vind, i tillegg til jord- og egenlast. Begge dekkene har et ortogonalt armeringsnett for å ta eventuelle spenninger som ikke går i lengderetningen.



FIGUR 42 DEKKE MED TYKKELSE 150MM



FIGUR 43 DEKKE MED TYKKELSE 300MM

Spennet mellom betongbjelkene er 5.4 m, som resulterer i en dekketykkelse på 300 mm. Den dimensjonerende faktoren er nedbøyning. Ved gjeldende tykkelse er det en overskridelse på 40 mm (se vedlegg B, 2), som blir kompensert for med en overhøyde. Siden forskyvningen ikke vil være påvirkende på studentboligene, er dette godtatt.

For bjelker i limtre og stål har betongdekket et spenn på 2.5 m. De dimensjonerende faktorene er momentpåkjenningen og nedbøyning. Det er valgt en dekketykkelse på 150 mm. På grunn av avstandskrav mellom jernene, er det i ettertid sett at tykkelsen burde vært 200 mm. Ved å øke dekketykkelsen til 200 mm vil man redusere jordmassene med 50 mm. Differansen mellom massetettheten til betong og jordmasser er $5.0 \frac{kN}{m^2}$ (vedlegg B, 1.2). Denne marginale økningen anses som neglisjerbar. Den opprinnelige egenlasten med 150 mm betongdekke er brukt i dimensjoneringen av bærebjelkene i kapittel 5.4.

Dekketykkelse	Nedbøyningskrav	Overhøyde	Total nedbøyning	Resultat
300 mm	22 mm	44 mm	20 mm	OK
200 mm	10 mm	10 mm	10.4 mm	OK

TABELL 11 OVERSIKT OVER NØDVENDIG OVERHØYDE FOR DEKKENE

5.4 BJELKER

5.4.1 BETONGBJELKER

For betongbjelkene ble det tatt utgangspunkt i tegningene NODE hadde utarbeidet. Ved forhåndsdimensjonering ble det valgt et tverrsnitt på $2.4\text{ m} * 1.9\text{ m}$, se figur 44. Muligheter for å redusere tverrsnittet ble diskutert, og det ble i den sammenheng bestemt å se på spennarmert betong i tillegg. Alle kontroller er gjort i henhold til EC2-1.

For både slakk- og spennarmert tverrsnitt er momentpåkjenningen den dimensjonerende faktoren. Det er valgt tre bjelker med en senteravstand på 8 m , som får en bruddlast på $345 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ i tillegg til seks punktlaster fra studentboligene på 586 kN . Det utgjør det statisk bestemte systemet, illustrert i figur 39.

Armeringen velges etter formel 17, der det dimensjonerende momentet i bruddgrense betraktes. Momentet er på $35\,200\text{ kNm}$, som resulterer i $69\text{ kam } 32$ i underkant av bjelken. Det er valgt å legge tre rader med jern for å best mulig utnytte den begrensede høyden.

$$A_s = \frac{35\,200\text{ kNm}}{f_{yd} * (1 - 0.17 \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}) * d} = 55\,110\text{ mm}^2$$

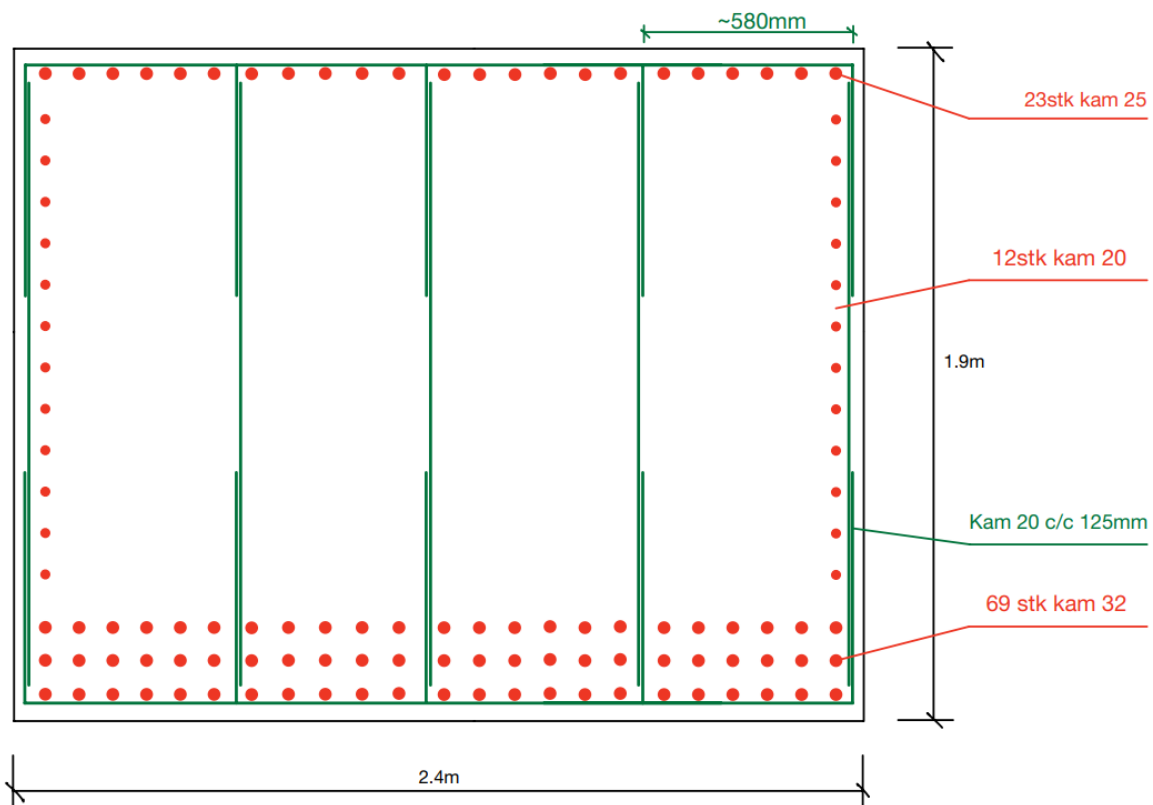
FORMEL 17. NØVENDIG ARMERING I STREKKSONEN

Ved å anvende bruddtøyningen til betongen kan man finne den nødvendige armeringsmengden som trengs for å oppnå et normalt- eller underarmert tverrsnitt [Betongboken s.35]. Som vist i tabell 12, er den valgte armeringen mindre enn den balanserte mengden. Tverrsnittet er dermed underarmert.

Profil	Armeringsareal	Balansert armeringsmengde	Resultat
Slakkarmert	$A_s = 55\ 110\ mm^2$	$A_s = 116\ 660\ mm^2$	Underarmert

TABELL 12. JERN SOM ER BRUKT SAMMENLIGNET MED BALANSERT ARMERINGSMENNGDE

Mengden jern har vært avgjørende for valgt bredde på bjelken. Siden egenvekten er utslagsgivende på det dimensjonerende momentet, var det avgjørende å finne den minste bredden med tilstrekkelig plass.



FIGUR 44. TVERRSNITT FOR SLAKKARMERT BETONGBJELKE

Dimensjonerende moment er utarbeidet av lastene i bruddgrense, mens kapasiteten kommer av mengden armeringsjern og den indre momentarmen. Kapasiteten blir dermed 36 490 kNm , og utnyttelsesgraden er vist i tabellen under.

Profil	Dimensjonerende moment	Betongens trykkapasitet	Utnyttelsesgrad	Resultat
Slakkarmert	$M_{Ed} = 35\,200\,kNm$	$M_{Rd} = 36\,490\,kNm$	$U = 96\%$	OK

TABELL 13. UTNYTTELSESEGRAD, SLAKKARMERT BJELKE

Siden det ikke oppstår strekkrefter i overkant av bjelken, er det ikke beregningsmessig behov for armering. Minstekravet fra NA.9.2.1.1(1) anvendes, som tilsvarer 16 kam 25. Det legges 23 kam 25 for å skape symmetri med armeringen i underkant.

Ved en kontroll av skjærkraften ser man at det ikke er behov for skjærarmering, men på grunn av høyden til bjelken, stilles det krav til et ortogonalt armeringsnett nær hver kant [EC2-1, 9.7(1)]. Dette utføres med stående bøylor som vertikal armering, og liggende jern i lengderetningen. Dette armeringsnettet er for å sikre at betongen ikke risser opp mer enn akseptabelt, og mengden jern er bestemt etter [EC2-1, NA.9.7(1)]. Bøylene utføres som u-er med forankringsjern mellom, se figur 44 over.

Videre er det gjort kontroller på rissvidde og nedbøyning, der det er tatt høyde for tøyninger grunnet kryp og svinn. Rissvidde er kontrollert etter 7.3.4 og nedbøyning etter 7.4.3. Opptredende rissvidde er 0.29 mm , som er mindre enn kravet på 0.39 mm [EC2-1, NA7.1N]. Den største nedbøyningen er 177 mm , som er innenfor kravet på 96 mm , angitt i tabell 10. Dette løses ved å støpe bjelkene med en overhøyde, som ikke overskrider det samme kravet.

Profil	Opptredende nedbøyning	Nedbøyningskrav	Overhøyde	Resultat
Slakkarmert	177 mm	96 mm	85 mm	OK

TABELL 14. OPPTREDENDE NEDBØYNING OG NEDBØYNINGSKRAVET

SPENNARMERTE BJELKER

For de spennarmerte bjelkene er det gjort enkle håndberegninger for å finne nødvendig spennarmering, samt kontroller knyttet til oppspenningstilstanden og valgt slakkarmering. Ved forhåndsdimensjonering ble det valgt et tverrsnitt på $1.9 \text{ m} * 2.2 \text{ m}$.

Etter dialog med veileder og førstelektor, Jan. B. Husebø, ble det bestemt å kun spenne opp for egenlasten. Studentboligene vil ikke realiseres før i et senere byggetrinn, og for å unngå kryp grunnet oppspenning ble en slik løsning valgt. Dimensjon på spennkablene ble funnet etter anvendelse av momentet fra egenlasten [26].

$$\frac{M_f}{f_{pd} * z} = 4\,492 \text{ mm}^2$$

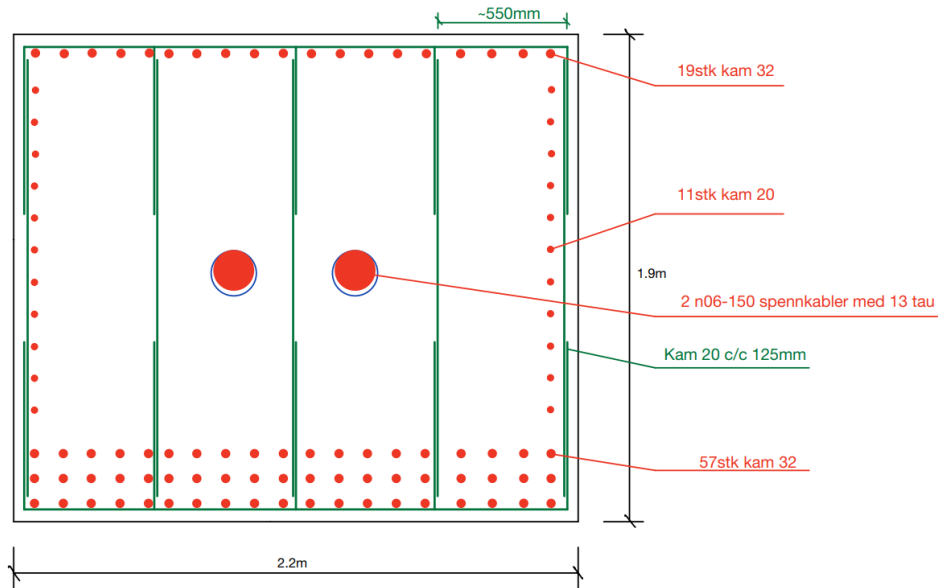
FORMEL 18. NØDVENDIG TVERRSNITTSAREAL PÅ SPENNARMERINGEN

På grunnlag av dette ble det valgt 2 stk n06-150 kabler med et samlet tverrsnitt på 3900 mm^2 . Videre ble tillatt maksimal oppspenningskraft [EC2-1, 5.10.2.1] vurdert mot kapasiteten til kablet, der det kom frem at maksimal oppspenningskraft var dimensjonerende.

Det er valgt en parabelform på spennarmering (se kapittel 2.2.1), som er sentrisk plassert ved endepunktene. Dermed blir eksentrisitetsmomentet i felt utnyttet, men tvangsmoment ved opplegg unngås.

Den nødvendige lengdearmeringen er beregnet med OS-prog. Programmet regner betongtrykkspenningene i henhold til 3.1.7, altså stadium 3. Oppspenningskraften settes på som aksiallast i hvert snitt [62, Kap. 6], der friksjons- og låsetap beregnes etter punkt 5.10.5.2 og 5.10.5.3 [62, Kap. 6].

Den valgte armeringen blir i dette tilfellet 57 stk kam 32, fordelt over tre lag. I likhet med den slakkarmerte bjelken er det behov for et ortogonalt armeringsnett nær hver kant, men det reduserte betongtverrsnittet fører til mindre armering.



FIGUR 45. TVERRSNITT FOR SPENNARMERT BETONGBJELKE

Med den gitte armeringen viser OS-prog en utnyttelsesgrad på 96%. Kapasiteten kommer av den samlede strekkapasiteten til jernene og spennkablene.

Profil	Dimensjonerende moment	Betongens trykkapasitet	Utnyttelsesgrad	Resultat
Spennarmert	$M_{Ed} = 37\ 069\ kNm$	$M_{Rd} = 38\ 613\ kNm$	$U = 96\%$	OK

TABELL 15. UTNYTTELSESEGRAD, SLAKKARMERT BJELKE

Nedbøyningskravet for de spennarmerte bjelken er det samme som for de slakkarmerte bjelkene. Den opptrædende nedbøyningen er på 184 mm, som fører til en overhøyde på 90 mm. Dette er likt kravet for overhøyde, og anses som ok. Se tabell 16.

Profil	Opptrædende nedbøyning	Nedbøyningskrav av	Overhøyde	Resultat
Spennarmert	184 mm	96 mm	90 mm	OK

TABELL 16. OPPTRÆDENDE NEDBØYNING OG NEDBØYNINGSKRAVET

Det er gjort spenningskontroller for det oppspente tverrsnittet. Kontrollene er for oppspenningstilstanden og ved maksimal lastpåkjenning. De største spenningene oppstår ved maksimal lastpåkjenning og er gjengitt i tabell 17. Negative spenninger antyder trykk, mens de positive antyder strekk. Kapasitetene er den dimensjonerende trykkfastheten til betong $f_{cd} = 25.5 \frac{N}{mm^2}$ og den dimensjonerende flytegrensen til armeringsjern $f_{cd} = 435 \frac{N}{mm^2}$. For å avgjøre om det er risset- eller urisset tilstand kontrolleres strekkspenningene opp mot strekkfastheten til betong $f_{ctm} = 3.8 \frac{N}{mm^2}$. Ved en fullstendig prosjektering ville det vært nødvendig å kontrollere oppspenningstilstanden mot kapasiteten, ved å kombinere eksentrisitetsmomentet og oppspenningskraften.

	Spenninger	Kapasitet	Resultat
Overkant	$- 20.9 \frac{N}{mm^2}$	$- 25.5 \frac{N}{mm^2}$	OK
Underkant	$18.1 \frac{N}{mm^2}$	$435 \frac{N}{mm^2}$	OK

TABELL 17. OPPTREDENDE SPENNINGER OG SPENNINGSKAPASITET

5.4.2 STÅLBJELKER

For stål kontrolleres det først og fremst med et utgangspunkt i et H-profil som er tilgjengelig med forhåndsberregnede tabellverdier[35, s. 13]. I tillegg har disse profilene som regel kort produksjonstid. Basert på det dimensjonerende momentet, ser vi på det største profilet opplistet i tabellene, nemlig HEB1000. Da vi har mer tilgjengelig plass i konstruksjonen til et høyere profil enn HEB1000, skal det sveises opp en egendimensjonert platebærer. Basert på bjelkenes egenvekt, kapasiteter og forskyvninger vil det beste alternativet bli evaluert opp mot de andre materialenes bærebjelker. Fremgangsmåten for disse to profilene er lik. Vi har tatt utgangspunkt i tre bjelker. Dette viste seg å ikke være mulig på grunn av høydebegrensningen. Derfor har en økt antall bjelker helt til konstruksjonen kan dimensjoneres på en sikker måte. Stålkvalitet S420 nyttes i begge typer stålprofiler vi tar for oss.

HEB1000

Bjelken har både steg og flens i tverrsnittsklasse 1 for bøyning, og kan derfor utnytte plastisk kapasitet for profilet. Se vedlegg B, 4.1, for detaljerte beregninger av HEB1000.

BRUDDGRENSE

Momentkapasitet er regnet ut ved å bruke bjelkens plastiske motstandsmoment, stålqualität og reduksjonsfaktor iht. EC3-1 formel (6.13). Ved å øke antall bjelker helt til konstruksjonen har nok kapasitet, lander man på 22 bjelker. Disse er da jevnt fordelt utover taket og har en momentpåkjenning lik 5639 kNm . Dette gir en utnyttet momentkapasitet på 95%.

Profil	Dimensjonerende moment	Momentkapasitet	Utnyttelsesgrad	Resultat
HEB1000	$M_{Ed} = 5639 \text{ kNm}$	$M_{Rd.pl} = 5944 \text{ kNm}$	$U_f = 95\%$	OK

TABELL 18. UTNYTTELSESGRAD HEB1000

Spennvidden med 22 bjelker er ca. 1.5 meter.

For dette antall bjelker blir dimensjonerende skjærkraft ved alle opplegg 952 kN . Skjærkapasiteten V_{Rd} er ca. 5000 kN , men på grunn av kriterier for skjærknekking må kapasiteten reduseres iht. punkt 5.1(2) i EC3-5. Dette gir oss en skjærkapasitet på $V_{bWRd} = 2285 \text{ kN}$, som er over to ganger så stort som V_{Ed} , se tabell 19. Det er verdt å merke seg at HEB1000 må kontrolleres mot skjærknekking for stålqualität S420 og ikke S355. Dette er fordi reduksjonsfaktoren ε er lavere desto høyere stålqualität som nyttes.

Profil	Dimensjonerende skjær	Skjærkapasitet	Utnyttelsesgrad	Resultat
HEB1000	$V_{Ed} = 952 \text{ kN}$	$V_{bWRd} = 2285 \text{ kN}$	$U_f = 42\%$	OK

TABELL 19. UTNYTTELSESGRAD AV SKJÆRKAPASITETEN FOR HEB1000

BRUKSGRENSE

På grunn av det store spennet er vertikal nedbøyning en viktig kontroll for bjelkene. For den dimensjonerende nedbøyningen er profilets elastiske arealtrehetsmoment beregnet, til tross for at plastisk kapasitet for bruddgrensekontrollene benyttes. Dette er fordi elastisitetsmodulen forandrer seg (svekkes) når forskyvningen går over til plastisk spenningstilstand og vi har dermed ikke lenger kontroll på nedbøyningen.

Profil	Dimensjonerende nedbøyning	Nedbøyningskrav	Resultat
HEB1000	$\delta = 172 \text{ mm}$	$\delta_{till} = 96 \text{ mm}$	IKKE OK

TABELL 20. OPPTREDENDE NEDBØYNING OG NEDBØYNINGSKRAV FOR HEB1000

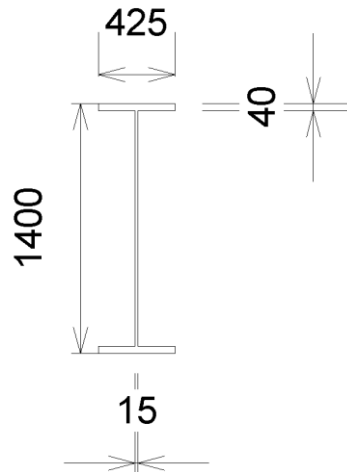
Kravet er ikke ok for nedbøyning. Vanligvis kunne man kompensert nedbøyningen med en overhøyde på bjelken. For en varmvalset bjelke av slik lengde og størrelse kan dette være vanskelig å utføre.

På bakgrunn av at man ønsker å kontrollere nedbøyning med elastisk kapasitet, bør en også kontrollere elastisk momentkapasitet i bruksgrensetilstand. Beregninger for dette ligger i vedlegg B, 4.1. Elastisk momentkapasitet er utnyttet 73%, som er akseptabelt.

For å kunne benytte dette profilet måtte antall bjelker vært økt. Siden antall bjelker vi har dimensjonert for har en spennvidde på 1.5 meter, anses det svært upraktisk å øke antallet ytterligere. Dette vil minke avstanden mellom søylene som bjelkene hviler på, som videre kan begrense utnyttelsen av hallen (se kapittel 6.2). Dermed fastslår en at profilet HEB1000 er udyktig som et alternativt stålprodukt i bæresystemet.

OPPSVEIST PLATEBÆRER

Etter grundige undersøkelser av HEB1000 ønsker en å finne ut om et egendefinert tverrsnitt kan gi bedre bæreevne og om antall bjelker kan reduseres. Som nevnt, er det 1500 mm tilgjengelig plass til bjelkene.



FIGUR 46. TVERRSNITT PLATEBÆRER. MÅL I MM. TEGNET I REVIT

På grunn av krav til nedbøyning er det valgt en bjelke som kan forskyve seg vertikalt. Derfor er det trukket fra 100 mm av byggehøyden, og valgt et tverrsnitt med høyde lik 1400 mm. Ytterligere dimensjoner av tverrsnittet er bestemt slik at krav til minst tverrsnittsklasse 3 for flens og steg er blitt oppfylt. Dette for å kunne utnytte hele tverrsnittets elastiske kapasitet.

Tverrsnittet består av dimensjoner og egenskaper vist i tabell 21.

Symbol	Verdi	Enhet	Beskrivelse
h	1400	mm	Høyde over tverrsnitt
b	425	mm	Flensbredde
t_w	15	mm	Stegtykkelse
t_f	40	mm	Flenstykkelse
a	5	mm	Diametermål, kilsveis
W_y	2.66×10^7	mm ³	Elastisk motstandsmoment
I_y	1.86×10^{10}	mm ⁴	Elastisk arealtrehetsmoment
S_y	11.56×10^6	mm ³	Statisk moment

TABELL 21. DIMENSJONER OG VERDIER FOR PLATEBÆRER

Følgende tverrsnitt oppfyller krav til tverrsnittsklasse 1 for flensene, og tverrsnittsklasse 3 for steget, se vedlegg B, 4.2 for kontroll. Siden vi har steg i klasse 3 benyttes elastisk tverrsnittskapasitet over hele profilet.

BRUDDGRENSE

For platebæreren er tverrsnittsegenskapene beregnet for hånd, og kontrollert ROBOT. Ved å beregne profilets treghetsmoment I_y og motstandsmoment W_y , kan vi regne ut bjelkens momentkapasitet. Beregningsmetodikken som er brukt for å finne disse verdiene, gir elastisk momentkapasitet på 10 629 kNm pr bjelke.

Ved 12 bjelker blir senteravstanden 2.5 m. På grunn av studentboligenes bredde på 10 meter, vil dette påvirke fem bjelker av gangen, som vist i figur 31. Dimensjonerende moment er 9415 kNm.

Profil	Dimensjonerende moment	Momentkapasitet	Utnyttelsesgrad	Resultat
Platebærer	$M_{Ed} = 9415 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 10\,629 \text{ kNm}$	$U_f = 89\%$	OK

TABELL 22. UTNYTTELSESGRAD FOR PLATEBÆRER

Profil	Dimensjonerende skjær	Skjærkapasitet	Utnyttelsesgrad	Resultat
Platebærer	$V_{Ed} = 1589 \text{ kN}$	$V_{Rd,pl} = 5487 \text{ kN}$	$U_f = 29\%$	OK

På grunn av platebærerens lange, slanke steg må skjærkraftkapasiteten reduseres. En finner ved beregning at kapasiteten, $V_{Rd,pl} = 5487 \text{ kN}$, må reduseres, se vedlegg B, 4.2. Ny kapasitet for skjær V_{bWRd} blir som vist i tabell 23.

Profil	Dimensjonerende	Skjærkapasitet	Utnyttelsesgrad	Resultat
--------	-----------------	----------------	-----------------	----------

	skjær	(redusert tv.snitt)		
Platebærer	$V_{Ed} = 1589 \text{ kN}$	$V_{bWRd} = 2744 \text{ kN}$	$U_f = 58\%$	OK

TABELL 23. UTNYTTELSESGRAD FOR REDUSERT SKJÆRKAPASITET FOR PLATEBÆRER

Profilet er utnyttet 58%, med reduksjon for skjærknekking. For god design bør profilet forsterkes med stivere over opplegg, der den dimensjonerende skjærkraften opptrer. Det blir derfor plassert inn én stiver på hver side av steget, over alle opplegg. Siden det ikke er et dimensjoneringsmessig behov for stivere, er det ikke gjort beregninger knyttet til disse.

Skjærkraften er over halvparten så stor som skjærkraftkapasiteten. Tverrsnittet må derfor kontrolleres for redusert momentkapasitet, på grunn av interaksjon mellom skjær og moment [EC3-5, 6.2.8(2)]. Ved beregning ser en at $V_{Ed} = 1372 \text{ kN}$ (ved $x = 1 \text{ m}$), er den største skjærkraften som bjelken er belastet med, før det ikke lenger kreves en kontroll av interaksjonen (se vedlegg B, 4.2). Ved denne skjærkraften er momentet i bjelken $M_{Ed} = 1521 \text{ kNm}$, se vedlegg C, 3.2.4. Med en reduksjonsfaktor, $\rho_{red} = 0.75$ er bjelkens momentkapasitet i dette snittet utnyttet med kun 19%, se vedlegg B, 4.2.

Profil	Dimensjonerende moment	Momentkapasitet	Utnyttelsesgrad	Resultat
Platebærer	$M_{Ed} = 1521 \text{ kNm}$ (ved $x = 1 \text{ m}$)	$M_{Rd} = 7972 \text{ kNm}$	$U_f = 19\%$	OK

TABELL 24. UTNYTTELSESGRAD FOR REDUSERT MOMENTKAPASITET FOR PLATEBÆRER

Det finnes ingen ytterligere punkter på bjelken der kombinert virkning av skjærkraft og moment oppfyller kravet til redusert momentkapasitet.

BRUKSGRENSE

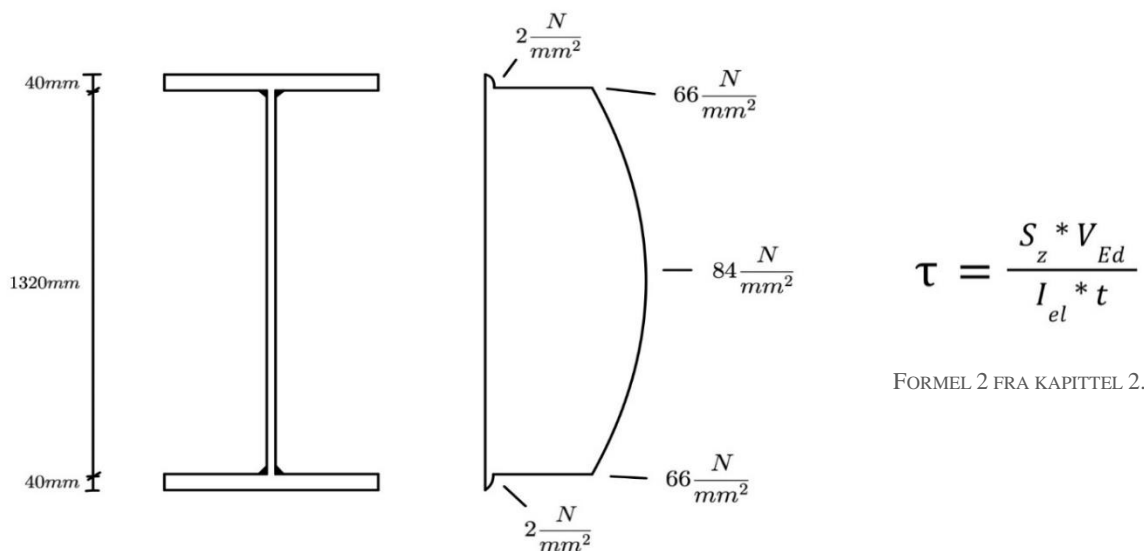
For platebæreren er dimensjonerende nedbøyning 97 mm , se vedlegg B, 4.2. Derfor dimensjoneres profilet med overhøyde lik $\frac{97}{2} \text{ mm}$, og får da en nedbøyning på 48 mm som overholder nedbøyningskravet med god margin.

Profil	Dimensjonerende nedbøyning med overhøyde	Nedbøyningskrav	Resultat
Platebærer	$\delta = 48 \text{ mm}$	$\delta_{till} = 96 \text{ mm}$	OK

TABELL 25. OPTREDENDE NEDBØYNING OG NEDBØYNINGSGRAD FOR PLATEBÆRER

OPPSVEISING

For å dimensjonere kapasiteten til kilsveisen betraktes skjærspenningsfordelingen i tverrsnittet. Kilsveisen legges tosidig og fester flensene til steget. På grunn av skjærspenningen i tverrsnittet må man sørge for å ha tykk nok sveis som forhindrer glidning mellom flens og steg. Ved bruk av spenningsformel 2, finner en skjærspenningene som oppstår i profilet, se figur 47.



FORMEL 2 FRA KAPITTEL 2.2.2

FIGUR 47. ELASTISK SKJÆRSPENNINGSFORDELING OVER PLATEBÆREREN

Platebæreren har kun moment om sterk akse og skjær langs steget. Dette resulterer i at spenningene fra skjærkraften blir dimensjonerende. Den største spenningen som oppstår der det

skal sveises er $66 \frac{N}{mm^2}$. Denne spenningen er beregnet med 15 mm stegtykkelse. Det er kommet frem til et nødvendig a-mål 3.6 mm, se vedlegg B, 4.2. Til sikker side velges 5 mm kilsveis og det regnes tosidig kilsveis langs hele bjelken. Kilsveisen har en kapasitet på $240 \frac{N}{mm^2}$. Dimensjonerende skjærspenning med 5 mm kilsveis, på hver side, er $171 \frac{N}{mm^2}$. Dette er til sikker side fordi det i teorien vil det være en kontaktflate mellom kilsveisen og sveiseoverflaten på $\sqrt{2} * 10 \text{ mm} = 14.1 \text{ mm}$.

a-mål	Dimensjonerende skjærspenning	Kapasitet skjærspenning	Utnyttelsesgrad	Resultat
5 mm	$\sigma_{sveis} = 171 \frac{N}{mm^2}$	$f_{vwd} = 240 \frac{N}{mm^2}$	$U_f = 70\%$	OK

TABELL 26. DIMENSJONERENDE SKJÆRSPENNING OG KAPASITET FOR PLATEBÆREREN

Siden skjærkreftene avtar gradvis inn mot feltmidte (og M_{maks}), kan det vurderes å dele opp sveisen for å spare sveisemateriell og arbeid. På grunn av kilsveisens tykkelse, kan den legges som én streng. Dette er av praktiske og økonomiske årsaker en fordel for å spare sveisearbeider.

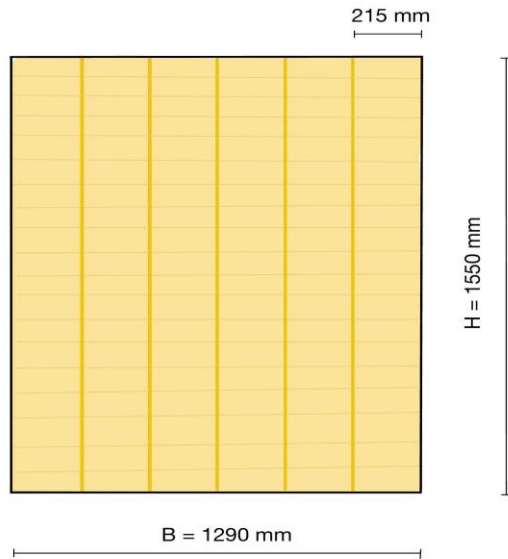
5.2.3 TREBJELKER

Som et antatt mer miljøvennlig alternativ, ble det bestemt å betrakte limtrebjelker. Kontrollene av limtrebjelken utføres i henhold til EC5-1. En fullstendig beregning av kontrollene er vist i vedlegg B, kapittel 5.

TVERRSNITT

På grunn av fastheten til limtre, vil det være nødvendig med flere bjelker enn i betong for å oppnå samme bæreevne. Nødvendig antall bærebjelker er tolv stykker, se vedlegg B, 5.1. Dette resulterer i et tverrsnitt som er illustrert i figur 48. Lamellenes største produserte størrelse er på $215\text{mm} * 1550\text{mm}$, derfor kantlimes lamellene for å oppnå ønsket bredde.

Etter dialog med Moelven, ble det fastslått at det aktuelle tverrsnittet med kvalitet GL30c er mulig å produsere.



FIGUR 48. TVERRSNITT FOR LIMTREBJELKER

Limtrebjelkene antas å være i klimaklasse 1, iht Tabell NA.90. Dette begrunnes med at idrettshallen vil i store deler av tiden være oppvarmet. Unntaket er ved oppføring av bjelkene før dekket støpes. Det er viktig å sørge for tilstrekkelig uttørking, både før og etter støping av dekket [38, s. 19].

Snø betraktes som øyeblikkslast, mens vindlast betraktes som korttidslast. Når det gjelder bygging av studentboligene, selv om de skal oppføres i en senere byggefase, anses de som den dominerende lasten. Disse boligene er ment til å stå i mer enn 10 år og klassifiseres etter tabell NA.2.2 som permanente laster. I henhold til tabell 3.1 blir verdien av $k_{mod} = 0.6$.

I dette tilfellet er tverrsnittet dimensjonert med en høyde som er større enn 600 mm, det er derfor ikke nødvendig å ta hensyn til høydefaktoren k_h [EC5-1, 3.3]. Siden betongdekket fordeler lastene ut på limtrebjelkene kan en øke kapasiteten til bjelkene. Dette ved å nytte systemfaktoren, k_{sys} [EC5-1, 6.6].

BRUDDGRENSE

Ved det valgte tverrsnitt, og antall bjelker, vil den dimensjonerende skjærkraften være 1658 kN. Dette gir en dimensjonerende skjærspenning $\tau_d = \frac{1.5 \cdot V_{Ed}}{b_{ef} \cdot h}$. Ved valgt kvalitet gir dette en utnyttelse på 85%.

Profil	Dimensjonerende skjærspenning	Skjærfasthet	Utnyttelsesgrad	Resultat
Limtrebjelke GL30c	$\tau_d = 1,55 \frac{N}{mm^2}$	$f_{vd} = 1,83 \frac{N}{mm^2}$	$U_f = 85\%$	OK

TABELL 27. DIMENSJONERENDE SKJÆRSPENNING OG KAPASITET FOR LIMTREBJELKENE

Ved kontroller for trykk vinkelrett på bjelken, er det tatt utgangspunkt i at den hviler på en 1000 mm x 1000 mm søyle. Den dimensjonerende trykkspenningen er gitt etter formelen, $\sigma_{c90d} = \frac{V_{Ed}}{A_{ef}}$ [EC5-1, 6.3]. Siden lengden på spennet til bjelken er mindre enn to ganger tverrsnittshøyden kan en hente inn ekstra spenningskapasitet ved bruk av faktoren $k_{c90} = 1.5$, som tar hensyn til lastkonfigurasjon. Dette gir en utnyttelse på 85%.

Profil	Dimensjonerende trykkspenning vinkelrett på fiberretning	Spenningskapasitet	Utnyttelsesgrad	Resultat
Limtrebjelke GL30c	$\sigma_{c90d} = 1,66 \frac{N}{mm^2}$	$f_{c90d} * k_{c90} = 1,96 \frac{N}{mm^2}$	$U_f = 85\%$	OK

TABELL 28. DIMENSJONERENDE TRYKKSPENNING OG KAPASITET FOR LIMTREBJELKENE

Den valgte limtrebjelken får et dimensjonerende moment på 9648 kNm , se vedlegg B, 5.1. Det dimensjonerende momentet gir en spenning på $\sigma = \frac{M}{W} = 19.03 \frac{N}{\text{mm}^2}$. Kvalitet GL30c har en bøyefasthet på $17.22 \frac{N}{\text{mm}^2}$. Dette gir en utnyttelse på 111%, som ikke er OK.

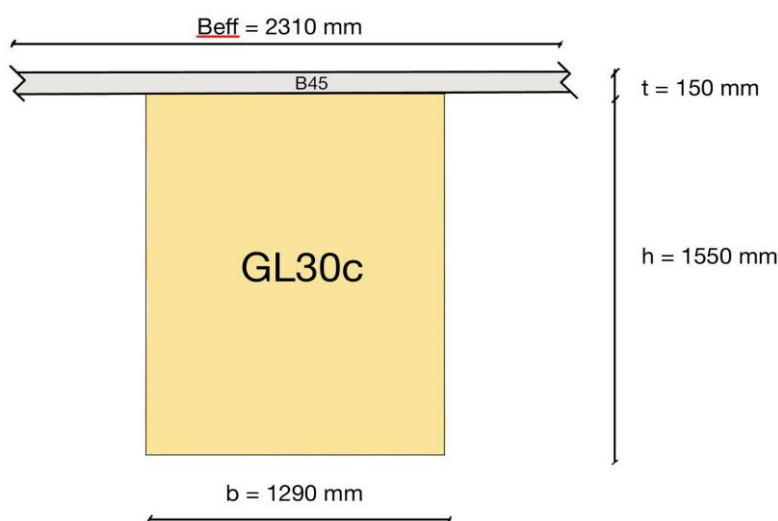
Profil	Dimensjonerende bøyespennning	Bøyefasthet	Utnyttelses grad	Resultat
Limtrebjelke GL30c	$\sigma_{myd} = 19.03 \frac{N}{\text{mm}^2}$	$f_{myd} * k_{sys} = 17.22 \frac{N}{\text{mm}^2}$	$U_f = 111\%$	IKKE OK

TABELL 29. DIMENSJONERENDE BØYESPENNING OG KAPASITET FOR LIMTREBJELKENE

Ved håndregninger og kontroll i G-prog kommer det frem at bjelken ikke holder for nedbøyning eller bøyning. Det blir sett videre på samvirke mellom betongdekket og tre.

SAMVIRKE AV BETONGDEKKE OG LIMTREBJELKE

Som nevnt i teori kan det oppnås en bedre kapasitet ved en samvirkekonstruksjon. Siden bøyning vil være et problem for limtrebjelken, er dette valgt som en alternativ løsning. Den samme limtrebjelken som tidligere betraktes, men nå med betongdekket som flens. Det er, til sikker side, ikke justert for den nye tykkelsen på dekket. Den effektive flensbredden er beregnet etter EC2-1, 5.3.2.1.



FIGUR 49. TVERRSNITT FOR BETONG-TRE SAMVIRKE

BRUDDGRENSE

Det er først kontrollert for fullt samvirke mellom materialene. Ved ny kontroll av bøyning på det alternative tverrsnittet er det satt en ny effektiv høyde til 1700 mm, og det betraktes som et fullstendig tverrsnitt i tre (se figur 49). Dette er til sikker side, da betongen er i trykksonen og har vesentlig bedre trykkapasitet enn trevirke. Det nye tverrsnittet tilfredsstiller kravet for bøyespenning.

Profil	Dimensjonerende bøyespenning	Bøyefasthet	Utnyttelsesgrad	Resultat
Fullt samvirke	$\sigma_{myd} = 15.71 \frac{N}{mm^2}$	$f_{vd} = 19.8 \frac{N}{mm^2}$	$U_f = 72\%$	OK

TABELL 30. DIMENSJONERENDE BØYESPENNING OG KAPASITET FOR SAMVIRKE

BRUKSGRENSE

Tverrsnittet holder kravet til nedbøyning, se i vedlegg B, 5.2. Siden det i praksis er vanskelig å oppnå et fullt samvirke er det også nødvendig å kontrollere for delvis samvirke i henhold til EC5-1. Som nevnt i kapittel 2.2.3, benyttes gammametoden for å beregne grad av samvirke.

$$\gamma_1 = \left(1 + \frac{\pi^2 * E_{B45} * A_f * S}{K_{ser} * L_{spenn}^2}\right)^{-1} = 0.39$$

$$\gamma_2 = 1$$

FORMEL 19. HENTET FRA EC5-1

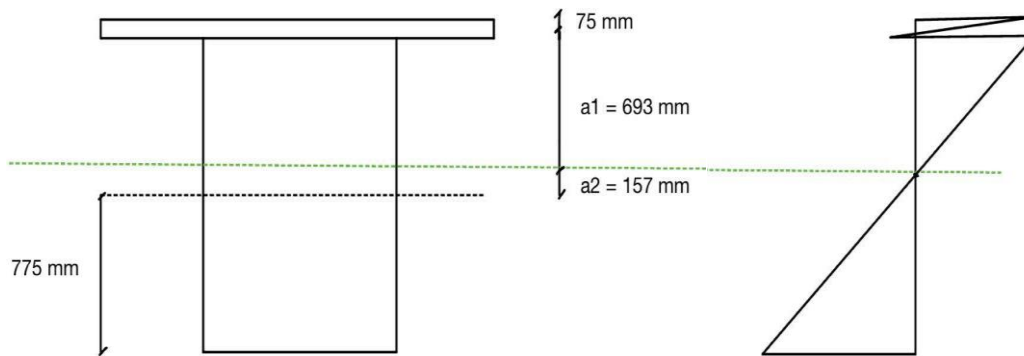
Arealsenteret til samvirket er uttrykt ved formel 20, og spenningsfordelingen over tverrsnittet er vist ved figur 51. Det store spranget, øverst på figuren, skyldes kraftoverføringen via forbinderne. Dette stemmer overens med at skruene er i strekk på grunn av skjærkraften.

$$a_2 = \frac{V(\gamma_1 * E_{B45} * A_f * (h_f + h_s))}{2 * (\gamma_1 * E_{B45} * A_f * \gamma_2 * E_{GL30c} * A_s)} = 157 \text{ mm}$$

FORMEL 20. HENTET FRA EC5-1 (B.6)

$$a_1 = h_f * \frac{h_s}{2} - \frac{h_f}{2} - a_2 = 693 \text{ mm}$$

FORMEL 21. HENTET FRA EC5-1



FIGUR 5151. TVERRSNITT OG FORDELING AV BØYESPENNING OVER BETONG-TRE

FIGUR 5050. SAMVIRKET SPENNINGSFORDELING OVER

Den effektive bøyestivheten blir beregnet etter formel B.1 i EC5-1. Det er valgt en avstand mellom skruene på 250 mm , i lengderetningen. I_{ef} er det indre arealmomentet til hvert delmateriale, og EI_{ef} er den effektive bøyestivheten til samvirket.

$$EI_{ef} = E_{GL50c} * I_{ef.s} + E_{GL30c} * \gamma_2 * A_s * a^2 + E_{B45} * I_{ef.f} + E_{B45} * \gamma_1 * A_f * a_1$$

FORMEL 22. [EC5-1 (B.1)]

Ved beregning av nedbøyning til tverrsnittet, anvendes fremgangsmåten for tre etter EC5-1, 2.2.3.

Profil	dimensjonerende nedbøyning	Nedbøyningskrav	Resultat
Delvis samvirke	$\delta_{net.fin} = 95.4\text{ mm}$	$\delta_{till} = 96\text{ mm}$	OK

TABELL 31. OPPTREDENDE NEDBØYNING OG NEDBØYNINGSKRAV FOR BETONG-TRE SAMVIRKET

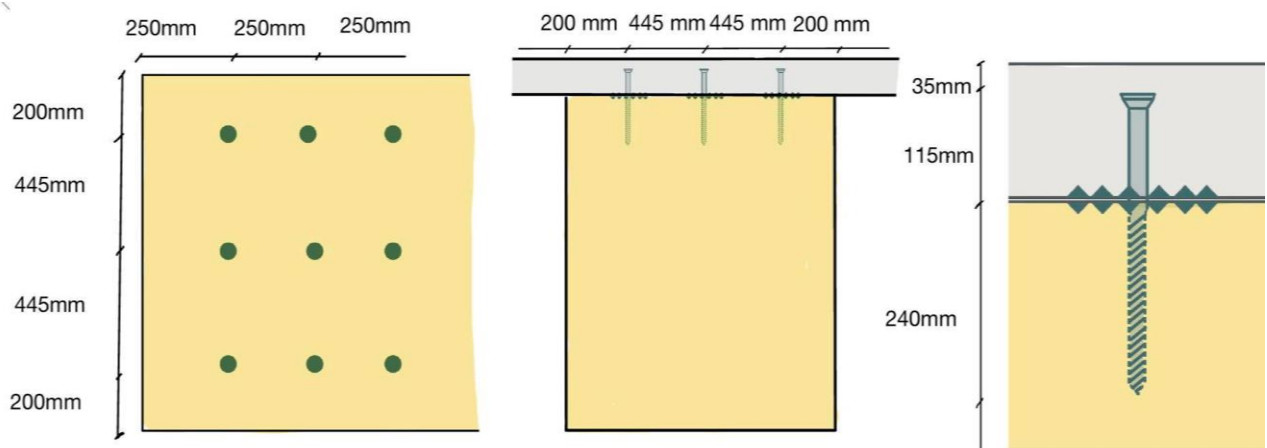
Som vist i tabell 31 kommer det fram at tverrsnittet med delvis samvirke er akkurat innenfor det gjeldende kravet. Etter en vurdering av eventuelle konsekvenser betraktes dette som ok.

Nedbøyningen kunne vært redusert ved å produsere bjelkene med en overhøyde. I samvirke med betong medfølger det faktorer man må ta høyde for, som for eksempel at betongen kan sprekke opp, eller deformere seg ukontrollert. Overhøyde for limtrebjelker i delvis samvirke med betong ikke vurdert i dette tilfellet [38, s. 38].

KONTROLL FORBINDELSER

En videre kontroll av forbindelsene utføres i bruddgrense, der den effektive stivheten beregnes på nytt. Siden beregningene gjøres i bruddgrense, vil man få redusert stivhet og samvirke. For å få bedre kapasiteten til å ta opp skjærkreftene som vil oppstå mellom de to elementene, kombinerer en tannede forbindelser med treskruer.

Resultatene fra disse beregningene (vedlegg B, 5.2) viser at det er nødvendig med ni treskruer og ni tannede forbindere per meter. Det er også blitt utført en kontroll i henhold til avstandskravene som er fastsatt i tabell 6.5, 6.6 og 8.3 i Treteknisk håndbok [70]. Den optimale plasseringen av treskruer og tannede forbindere er illustrert i figur 51. Akkurat som for dimensjonering av sveis, minker skjærkraften inn mot feltet på bjelken. Se vedlegg B, 5.1. En kan dermed øke avstanden på forbindeerne, og spare både arbeid og materialer. Reduksjonen av forbindeerne vil ikke bli tatt med videre i denne oppgaven.



FIGUR 5252. TVERRSNITT MED SKRUER OG TANNENE FORBINDELSER

6 RESULTATER OG DISKUSJON

De undersøkte bæresystemene har forskjellige logistikkmessige behov, samt ulike resultater når det kommer til bæredyktighet, økonomiske utgifter og CO2-utslipp. Det er blitt gjennomført en overordnet vurdering knyttet til disse faktorene. Vurderingsgrunnlaget er ikke tilstrekkelig for et ferdig prosjekt, men vil være en god indikator på praktiske løsninger, kostnader og dagsaktuelle fokusområder. Løsningene er utarbeidet i dialog med entreprenører og samtale med veileder.

6.1 EVALUERING AV BEREGNINGER

Som det kommer frem i kapittel 2.4.2 er nedbøyningskravet satt for å unngå at for store deformasjoner forplanter seg til ulike deler av konstruksjonen. I og med at studentboligene skal bæres inn direkte over bjelkene kan dette forårsake skjevheter i boligene, dersom bjelkene har for stor vertikale deformasjon, δ . For de estetiske kravene vil jordmassene enkelt kunne planeres som en jevn og fin overflate på taket.

Vertikal deformasjon	Slakkarmert betong	Spennarmert betong	Stålbjelke	Limtre - delvis samvirke
δ	96 mm	96 mm	48 mm	95 mm

TABELL 32. SAMMENLIGNING AV NEDBØYNING FOR DE ULIKE MATERIALENE

Stålbjelkene har minst deformasjon. Siden resterende løsninger overholder kravet til nedbøyning er ikke dette en avgjørende faktor i konklusjonen. Dette begrunnes med at kravet er relativt strengt, og en nedbøyning på 96 mm vil enkelt kunne bli tatt hensyn til i oppføring av studentboligene.

Videre ser en på utnyttelsen av bjelkene. Ingen av bjelkene er betydelig skjærpåkjent, derfor betraktes kun momentbelastningen. Utnyttelsesgraden av de valgte løsningene er gjengitt i tabell 33.

Utnyttelsesgrad	Slakkarmert betong	Spennarmert betong	Stålbjelke - platebærer	Limtre - delvis samvirke
U_f	90 %	96 %	89 %	72 %

TABELL 33. SAMMENLIGNING AV UTNYTTELSESGRAD FOR DE ULIKE MATERIALENE

Som det kommer frem av tabellen er limtrebjelkene minst utnyttet. Siden dette er en løsning som er lite praktisert er dette en grei sikkerhetsmargin å ha. Betong- og stålbjelkene er vesentlig mer utnyttet. Dette kan skape en begrensing knyttet til videre utbygging og eventuell endret bruk av bygget. Samvirke mellom betong og stål kunne også blitt vurdert ved behov for mer kapasitet.

Avslutningsvis kan det nevnes at limtre og betong har bedre stabilitetsegenskaper på grunn av tverrsnittets utforming. Da en ikke har konkrete tall og beregninger, legges det ingen vekt på dette i drøftelsen.

6.2 PRAKTISK GJENNOMFØRBARHET OG TRANSPORTLØSNINGER

Ved oppføring av betongbjelkene ligger den største utfordringen i støpearbeider. Bjelkenes dimensjon gjør det *ikke gjennomførbart* med prefabrikkerte løsninger, og plasstøpt er dermed det som blir aktuelt. Vedrørende spennarmering er det viktig å være bevisst på at risiko i prosjektet øker. Feil kan få store konsekvenser på grunn av kreftene som påføres. I tillegg kommer det frem av Veidekkes prisoverslag, en økt byggetid på om lag 5 dager.

Forskalingen bygges som en prefabrikkert løsning på bakken. Deretter løftes den på plass og støpes, som reduserer utgifter rundt leie av heisekran. I utgangspunktet har betongen god nok bæreevne til å demontere forskalingen etter 7 dager. På grunn av egenvekten må det vurderes om forskalingen bør stå lenger. Det er gjort evaluering rundt to løsninger knyttet til støtte av forskalingene; dekkestøtter og brureis. Det kommer fram at ved bruk av single støtter trengs det

i underkant av 200 stk pr bjelke. Dette anses som en lite praktisk løsning. Etter korrespondanse med Veidekke ble brureis valgt som den beste løsningen.



FIGUR 533. DEKKESTØTTE [71].



FIGUR 544. BRUREIS [72].

Spennet mellom betongbjelkene er 5.6 m. For å minimere tykkelsen på dekket er det gjort forbehold om at boligene har en direkte forankring i minst to av bjelkene. Dette er en begrensende faktor for plassering av studentboligene.

Ved plasstøpte bjelker leveres betongen i betongbiler og logistikk vedrørende transport betraktes ikke ytterligere.

Etter dialog per e-post med Moelven, ble det konkludert med at limtrebjelkene kan transporteres individuelt med én bjelke pr trailer. Det er ikke mulig å frakte flere bjelker på en bil på grunn av vekten av bjelkene. Dette resulterer i totalt 12 transportetapper mellom Moelvens produksjonsanlegg i Moelv, og byggeplassen i Bergen. Alternativt kunne transport med båt blitt vurdert siden Moelven også har et produksjonsanlegg i Kristiansand. For å opprettholde likhet mellom de alternative løsningene rettes det fokus mot veitransport mellom Moelven og Bergen. Denne veistrekningen er på 450 km. Siden transportvegen er såpass lang, bør det tas hensyn til eventuelle behov for lagring av bjelkene på byggeplass før de monteres.

Ved oppføring monteres limtrebjelkene først på søylene. For å hindre at fukt fra betongen trekker ned i limtrebjelken kan en damptett membran legges mellom. Det er imidlertid nødvendig å gjennomføre en bygningsfysisk vurdering for å sikre at denne er tilstrekkelig tett. Bjelkene må støttes opp under med dekkestøtter, frem til dekket har tilstrekkelig bæreevne. Her kan også brureis være et alternativ som oppstøtting. På grunn av antall bjelker er det i dette tilfellet nødvendig med en brureis som strekker seg over hele lengden av idrettshallen.

Stålbjelkene kan produseres på Askøy, av Alsaker Stål AS. Dette innebærer en kort transportvei på 22 km pr tur. Heising og montering av bjelkene antas å foregå noen dager. Innfestingen til søylene er ikke medtatt i denne oppgaven. I motsetning til limtrebjelkene trengs det ingen oppstøtting under bjelkene ved støping av dekke. Dette skyldes at bjelkene, isolert sett, har tilstrekkelig bæreevne (se vedlegg B, 4.2). I likhet med betong, er praksisen tilknyttet produksjon og oppføring av bærebjelkene anvendt i stor grad over hele verden. Det er lav risiko knyttet til feilkilder i forbindelse med de praktiske forholdene ved oppføring av stålbjelkene.

Som kjent har vi flere limtre- og stålbjelker, enn betongbjelker. Dette fører til at det trengs flere søyler. I tillegg trengs det bredere søyler for limtre enn stål, som resulterer i en søyleavstand på ca. 1.2 meter. Avstanden mellom bjelkene kan dermed gå på bekostning av hallens mulighet for vinduer, samt andre byggtekniske installasjoner.

Basert på drøftelsen tilknyttet praktiske og logistikkmessige utfordringer ser en at stålbjelkene har beste forutsetningene for oppføring og montering. Videre er det likevel interessant å vurdere limtreløsningen opp mot betongens. Begge krever former for understøtte, og har lengre monteringsstid enn stålbjelkene. Da støpearbeidet av betong er praktisert i mye større grad vil dette være et tryggere alternativ enn samvirke med limtrebjelkene.

6.3 ØKONOMI

For å danne en oversikt over de største kostnadene og utgiftene tilknyttet de valgte bæresystemene er tabell 34 utarbeidet. Det er gjort et grovt prisestimat, som er basert på prisoverslag innhentet fra ulike leverandører. For alle kostnader er prisene innhentet uten fokus på leverandørens konkurransedyktighet i markedet. Verdiene er ikke tilstrekkelig for bruk utenfor oppgaven.

For betong er det utarbeidet prisoverslag fra henholdsvis KB Spennteknikk AS og Veidekke ASA (vedlegg C.5.4). Materialprisen for betong er sammenlignet med andre leverandører, og på bakgrunn av dette antas kostnader knyttet til betongbil å være inkludert. For de slakkarmerte bjelkene fremkommer det en totalpris på 3 640 600 *kr*. De spennarmerte bjelkene har en totalpris på 4 202 400 *kr*, som er i underkant av 600 000 *kr* mer enn de slakkarmerte. For de spennarmerte bjelkene vil det forekomme en noe lengre monterings tid, som gjør det nødvendig å vurdere materialbesparelse mot pris. I tillegg kommer kostnader rundt brureis og dekket. Siden det her er behov for et tykkere dekke enn ved de andre løsningene, vil dette bli en noe større utgift. Betragtninger viser at dette er neglisjerbart i total prisforskjell.

Siden det bare kan fraktes én limtrebjelke per trailer, resulterer det i økte fraktkostnader. For at bjelkene skal fungere som delvis samvirke med betongen kreves det et stort antall treskruer og tannede forbindere. Dette anses ikke som utslagsgivende på totalpris, relativt sett. I likhet med betong kommer kostnader knyttet til oppstøtting av bjelkene. Kostnadsestimatet for produksjon av limtrebjelkene utført av Moelven er på om lag 10 300 000 *kr*, i tillegg til den totale transportkostnaden på 475 000 *kr*.

Prisen innhentet fra Alsaker Stål er på 40 *kr/kg*, uten overflatebehandling. Dette resulterer i en totalpris på 5 149 056 *kr*. For stålbjelkene er det behov for samme type kjøretøy ved transport, som for limtre. Det er bekreftet av *Iversby Transport* at det er mulig å transportere 2 stålbjelker per trailer, og baserer seg på bjelkenes vekt og lengde. Med en transportvei på 22 *km* kommer kostnaden på 11 616 *kr*, se vedlegg B, 6.2.

Pris for kranleie er basert på dataene fra veidekke. Det kommer frem en pris på 6 000 - 7000 *kr/dag*. For stål- og limtrebjelkene benyttes 7 000 *kr*.

Aktuelle bærebjelker	Slakkarmert betong	Spennarmert betong	Platebærer	Limtre
Transport	x	x	11 616 <i>kr</i>	475 000 <i>kr</i>
Materialpris	1 968 600 <i>kr</i>	2 510 400 <i>kr</i>	4 861 440 <i>kr</i>	10 300 000 <i>kr</i>
Dekke	506 880 <i>kr</i>	506 880 <i>kr</i>	340 000 <i>kr</i>	340 000 <i>kr</i>
Forskaling/støtte	1 085 760 <i>kr</i>	1 085 760 <i>kr</i>	x	1 075 200 <i>kr</i>
Kranleie	70 000 <i>kr</i>	90 000 <i>kr</i>	21 000 <i>kr</i>	21 000 <i>kr</i>
SUM	3 640 600 <i>kr</i>	4 202 400 <i>kr</i>	5 149 056 <i>kr</i>	12 211 200 <i>kr</i>

TABELL 34. KOSTNADSSAMMENLIGNING FOR DE ULIKE MATERIALENE

Basert på tallene i tabellen kan man fastslå at å benytte betong generelt som materiale i bæresystem er det rimeligste alternativet. Spennkabler er en tilleggs kostnad i forhold til de slakkarmerte bjelkene. Slakkarmert betong er dermed den mest prisgunstige løsningen.

6.4 MILJØVURDERINGER

Kapittelet fremhever forenklete tall på de ulike materialenes CO₂-utslipp. Summen vi har benyttet til sammenligning, består av utslipp tilknyttet produksjon av materialet, samt forurensning ved transport.

Betong er kjent for å ha store CO₂-utslipp tilknyttet produksjon av sement [53]. Dette skyldes hovedsakelig produksjonsprosessen av betong. Til tross for dette, er det stålbjelkene som har det største utslippet. Stålet sveises lokalt, og har dermed et relativt lite utslipp knyttet til transporten. Det er produksjon av råmaterialet som krever store mengder energi, og er hovedårsaken til at materialets utslipp.

Trevirke kan i utgangspunktet anses som det mest miljøvennlige byggematerialet. Råmaterialet er lokalt produsert, i tillegg til at det er en fornybar ressurs.

Beregningen er vist i vedlegg B, 6.1.

Materialer	CO2-utslipp materialet	CO2-utslipp transport	SUM
Slakkarmert betong	166 <i>tonn</i>	0.45 <i>tonn</i>	166.5 <i>tonn</i>
Spennarmert betong	140 <i>tonn</i>	0.45 <i>tonn</i>	140.37 <i>tonn</i>
Stål - Platebærer	304 <i>tonn</i>	0.33 <i>tonn</i>	304.33 <i>tonn</i>
Limtre GL30c	42 <i>tonn</i>	14.0 <i>tonn</i>	56.0 <i>tonn</i>

TABELL 35. SAMMENLIGNING AV CO2-UTSLIPP FOR DE ULIKE MATERIALENE

Som nevnt i kapittel 6.3 har limtrebjelkene lengst transportetappe. Til tross for dette, fremkommer det tydelig at limtrebjelkene har det minste totale CO2-utslippet. Dette kommer av de lave utslippene vedrørende produksjon og fremstilling.

7 KONKLUSJON

I dette kapittelet blir det sett tilbake på krav og forventinger til byggherren (BOB) ved prosjektering og utbygging. I kapittel 1.3 er det foreslått faktorer som mekaniske egenskaper, økonomi, miljø og gjennomføringsmuligheter. Disse har dannet et beslutningsgrunnlag for valg av alternativt bæresystem.

På bakgrunn av muligheten til å kunne påvirke et kommende prosjekt, har vi i kapittel 4 hatt fokus på en realistisk utarbeidelse av laster og lastfordeling. Derfor ble det valgt at studentboligene skal føres direkte inn over bærebjelkene som punktlaster, se kapittel 4.3. Dette er det mest ugunstige for konstruksjonen. Beregninger av seismiske laster viste at idrettshallen må dimensjoneres for dette, men på bakgrunn av oppgavens tidsramme ble dette utelatt.

Dimensjoneringen av de alternative bæresystemene (kapittel 5) har medført et behov for ulikt antall bjelker, og derfor to dekketykkelser på henholdsvis 200 mm og 300 mm. Dette har påvirket beslutningsanalysen minimalt, da forskjellen er relativt liten. I henhold til dimensjoneringskrav gitt i kapittel 2.1, har prosjektgruppen vært opptatt av korrekte beregninger. Dette har gitt oppgaven et reelt sammenligningsgrunnlag basert på mengden materialer det er behov for. Denne mengden har vært viktig for å danne en oversikt over CO₂-utslipp, logistikk, samt transport- og produksjonskostnader.

Resultatene til de betraktede bæresystemene er varierende, og det er tydelig at disse har ulike fordeler og ulemper. Derfor må de ulike faktorene vi har tatt for oss i kapittel 6, vektlegges med hensyn til byggherrenes varierende fokusområder, som beskrevet innledningsvis.

En ser at samvirkekonstruksjonen har den største momentkapasiteten. Den har dermed større potensial for annen og større type last, hvilket anses som en fordel dersom bruken av området på taket av idrettshallen forandrer seg.

Etter analyser tilknyttet praktisk gjennomførbarhet, kommer det frem at samvirke mellom limtre og betong er lite praktisert i dagens bygg. Basert på dagens erfaringer med utførelse og byggeteknikk, er det trolig et mer risikofylt prosjekt. Stålbjelkene er løsningen med minst problematikk rundt arbeidet knyttet til den praktiske gjennomføringen og vurderes derfor til å være det beste alternativet i delkapittel 6.2.

Fri plassering av studentboliger har vært et viktig prinsipp for valg av bæresystem. En ser at begge alternativene i betong låser fast studentboligene til to av deres bjelker. Ved de andre alternativene vil det være behov for et økt antall søyler (se kapittel 6.2).

Økonomisk sett, er det tydelig at trebjelkene er det mest kostbare bæresystemet. Dette skyldes hovedsakelig størrelsen på bjelkene (kapittel 4.1), da limtre og stål er ca. like dyre per kg. For betongen ser en store utgifter tilknyttet forskaling, dekket og kranleie. Likevel har betongbjelkene de laveste totalprisene. Dette skyldes at betong er det desidert billigste materialet per kg.

I CO₂-målingene er limtre, som antatt, det mest miljøvennlige alternativet. Det som imidlertid vekket interesse, var hvor mye mindre utslipp det er knyttet til betongbjelkene sammenlignet med stålbjelkene. Derfor tas det i betraktning at betong ikke er det mest miljøbelastende bæresystemet.

På grunn av den økonomiske fordel med betong, ser det ut som dette materialet er det mest aktuelle valget, der slakkarmert betong er rimeligst. Stål har, med sin økonomiske og miljømessige kostbarhet, blitt avskrevet som et alternativ. Limtre har gode miljøegenskaper, men er i likhet med stål et økonomisk ugunstig alternativ.

I denne oppgaven, og med dens særegne forutsetninger, har prosjektgruppen konkludert med at det mest aktuelle bæresystemet er slakkarmert betong. Likevel anses det som en vesentlig ulempe at studentboligene mister friheten til plassering på idrettstaket.

8 REFLEKSJON OG VIDERE ARBEID

Temaet vi tar for oss i oppgaven har vært omfattende. Spørsmål rundt problemstilling, forskningsmetoder og teoretisk grunnlag har blitt stilt. Det har vært krevende å vite underveis hva som er relevant informasjon for leseren og hvordan en holder seg til temaet til enhver tid. Problemstillingen gir et bredt utgangspunkt for oppgavens utforming og fremgangsmetoder. Vårt hovedmål med oppgaven har vært å belyse materialenes fordeler og ulemper, og hvordan disse vil påvirke byggeprosjekter på ulike måter.

Fallgruven med denne type framstilling av ulike utfordringer, har vært at man ofte kun berører overflaten av essensen til de ulike punktene en ser på. Derfor har det vært en hårfin balansegang mellom det å belyse de mest relevante punktene ved valg av materialer i konstruksjoner, og hvor grundig man skal ta for seg disse.

Utarbeidelsen av kriteriene vi har drøftet i kapittel 6, er basert på egne erfaringer, samt inspirasjon fra eksterne personers og bedrifters innspill. Derfor kan oppgaven bære preg av en subjektiv synsvinkel tilknyttet hva en ønsker å belyse for å danne et best mulig beslutningsgrunnlag for valg av bæresystem.

I tillegg har det vært en krevende oppgave å vite nøyaktig hvor mye teori som anses å være relevant for leseren. Tilbakemeldingene har vært delte på grunn av lesernes ulike kompetanseferdigheter. En kombinasjon av grunnleggende teori og beregningsmetodikk for de ulike materialene har blitt presentert i oppgaven, med ønske om at det gir nok forståelse for leseren til å forstå helheten i oppgaven. Likevel har man sett at grunnleggende forståelse for ingeniørfaget er nødvendig.

På grunn av tidsbegrensninger er det gjort en rekke antakelser som avgrenser oppgaven. Dette er gjort for å svare best mulig på problemstillingen. I den forbindelse har det dukket opp en rekke punkter vi ser at en kan fordypet seg i.

For dekket kunne det vært vurdert hulldekker eller plattendekker. Dette ville vært av stor betydning for materialbruk, da takarealet er relativt stort og det er mulig å spare egenvekt med prefabrikkerte løsninger.

En viktig del av oppgaven har vært å finne lasten til studentboligene. Slik disse lastene føres ned til bærebjelkene i denne oppgaven, kan være vanskelig å gjennomføre i praksis (se kapittel 4.3, figur 29). Det burde derfor undersøkes hvorvidt man behøver en 200 mm tykk betongplate

i tillegg til ringmuren, for å føre lastene ned i bærebjolkene. Grundigere forskning burde derfor undersøke om det er mulig å belaste bjolkene gunstigere, slik at man kan gå ned i dimensjoner og derav materialbruk.

Med et større fokus på miljø og CO₂-utslipp hadde det vært interessant å sett hvordan alternative produkter i samme bæresystem kunne vært mindre miljøbelastende. Eksempelvis ved bruk av lavkarbonbetong i betongbjolkene eller miljømetall i stålbjolkene.

For konstruksjoner med store spenn er det ikke uvanlig med fagverk. Derfor ville et fagverk i stål vært et relevant alternativ for bæresystemet. Dette ville gitt oss et sammenligningsgrunnlag med platebærerne som er dimensjonert i oppgaven.

Avslutningsvis har en sett utfordringer knyttet til dimensjonering av samvirke mellom betong og limtre. En bygningsfysisk tilnærming til konstruksjonen burde betraktes. Dette for å undersøke blant annet fuktovergang mellom betongen og trevirke, samt designløsninger ved bruk av tannede-forbindelser og konsekvenser av dette.

9 REFERANSELISTE

- [1] «Kommer snart - K90 på Minde - bob.no», *BOB*. <https://bob.no/nye-boliger/alle-prosjekter/k90/> (åpnet 10. mai 2023).
- [2] «Om Node - Node rådgivende ingeniører AS». <https://www.node.no/firma/om-node> (åpnet 20. mai 2023).
- [3] «341.706 Idrettsanlegg. Flerbrukshaller - Byggforskserien», 24. april 2023. https://www.byggforsk.no/dokument/128/idrettsanlegg_flerbrukshaller#i3 (åpnet 24. april 2023).
- [4] «Byggteknisk forskrift (TEK17) med veiledning», *Direktoratet for byggkvalitet*, 15. september 2017. <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17> (åpnet 20. mai 2023).
- [5] «fagverk», *Store norske leksikon*. 17. juli 2019. Åpnet: 21. mai 2023. [Online]. Tilgjengelig på: <https://snl.no/fagverk>
- [6] «Standardiseringsområder og -prosjekter (2008) | standard.no». <https://www.standard.no/toppvalg/om-oss/standard-norge/arsrapport/2008-eksempler-pa-standardiseringsomrader-og--prosjekter/> (åpnet 20. mai 2023).
- [7] «Eurokoder | standard.no». <https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/> (åpnet 20. mai 2023).
- [8] Standard Norge, «NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Eurokode 0: Prosjektering for Prosjektering av konstruksjoner». 2016. [Online]. Tilgjengelig på: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?Pro>
- [9] Standard Norge, «NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008. Eurokode 1. Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger». 2008. [Online]. Tilgjengelig på: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?Pro>
- [10] Standard Norge, «NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008. Eurokode 1, Laster på konstruksjoner - Del 1-3: Allmenne laster - Snølaster.» 2008. [Online]. Tilgjengelig på: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?Pro>
- [11] Standard Norge, «NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009. Eurokode 1. Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster». 2009. [Online]. Tilgjengelig på: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?Pro>
- [12] Standard Norge, «NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2018. Eurokode 2. Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler for bygninger.» 2018. [Online]. Tilgjengelig på: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?Pro>
- [13] Standard Norge, «NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015. Eurokode 3. Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger». 2015. [Online]. Tilgjengelig på: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?Pro>
- [14] Standard Norge, «NS-EN 1993-1-5:2006+AC+A1:2017+A2:2019+NA:2019. Eurokode 3. Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-5: Plater påkjent i plateplanet.» 2019. [Online]. Tilgjengelig på: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?Pro>
- [15] Standard Norge, «NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009. Eurokode 3. Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-8: Knutepunkt og forbindelser.» 2009. [Online]. Tilgjengelig på: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?Pro>
- [16] Standard Norge, «NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010. Eurokode 5. Prosjektering av trekonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger». 2010. [Online]. Tilgjengelig på: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?Pro>
- [17] Standard Norge, «NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021. Eurokode 8. Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for

- bygninger». 2014. [Online]. Tilgjengelig på:
<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?Pro>
- [18] Standard Norge, «NS-EN 1998-1:2004+NA:2008. Eurokode 8. Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger (UTGÅTT)». 2008. [Online]. Tilgjengelig på:
<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?Pro>
- [19] «SINTEF - Anvendt forskning, teknologi og innovasjon», *SINTEF*, 23. april 2023.
<https://www.sintef.no/> (åpnet 21. april 2023).
- [20] «SINTEF», *Wikipedia*. 16. mars 2023. Åpnet: 21. april 2023. [Online]. Tilgjengelig på:
<https://no.wikipedia.org/w/index.php?title=SINTEF&oldid=23405335>
- [21] «Hva er Byggforskserien - Byggforskserien», 21. april 2023.
https://www.byggforsk.no/side/198/hva_er_byggforskserien (åpnet 21. april 2023).
- [22] L. Bjørnstad, «Romersk betong kan ha selvreparerende evner», 9. januar 2023.
<https://forskning.no/historie/romersk-betong-kan-ha-selvreparerende-evner/2134651> (åpnet 10. april 2023).
- [23] «572.205 Betong. Typer, egenskaper og bruksområder - Byggforskserien», 10. april 2023.
https://www.byggforsk.no/dokument/5157/betong_typer_egenskaper_og_bruksomraader (åpnet 10. april 2023).
- [24] J. V. Thue, «betong», *Store norske leksikon*. 12. januar 2023. Åpnet: 10. april 2023. [Online].
Tilgjengelig på: <https://snl.no/betong>
- [25] E. Juliebø og Landsforeningen for bygg og anlegg, *Armeringsboka*, Bokmål[utg. Oslo: Landsforeningen for bygg og anlegg, 1997. Åpnet: 24. april 2023. [Online]. Tilgjengelig på:
https://urn.nb.no/URN:NBN:no-nb_digibok_2009110204098
- [26] S. I. Sørensen, *Betongkonstruksjoner*, 2. utg. Fagbokforlaget, 2013.
- [27] J. K. Solberg, N. Christensen, og A. Almar-Næss, «stål», *Store norske leksikon*. 24. januar 2023.
Åpnet: 24. april 2023. [Online]. Tilgjengelig på: <https://snl.no/st%C3%A5l>
- [28] W. Callister, *Materials Science and Engineering*, 10th Edition. John Wiley & Sons Inc, 2020.
- [29] J. K. Solberg, «varmvalset stål», *Store norske leksikon*. 26. januar 2023. Åpnet: 5. mai 2023.
[Online]. Tilgjengelig på: https://snl.no/varmvalset_st%C3%A5l
- [30] K. Myhre, Red., *Stål Håndbok*, 6. utg. i Del 1: 2012. Norsk Stålforbund, 2012.
- [31] «Stålsorter», *Norsk Stålforbund*, 1. mai 2023. <https://www.stalforbund.no/stalsorter/> (åpnet 1. mai 2023).
- [32] «kamstaal.pdf». Åpnet: 5. mai 2023. [Online]. Tilgjengelig på: <https://celsa-steelservice.no/wp-content/uploads/2012/06/kamstaal.pdf>
- [33] A. Almar-Næss, «buesveising», *Store norske leksikon*. 13. januar 2023. Åpnet: 2. mai 2023.
[Online]. Tilgjengelig på: <https://snl.no/buesveising>
- [34] «Sveisingens ABC – Komplette veiledning til sveisetypene og definisjoner», *Kemppi*, 2. mai 2023.
<https://www.kemppi.com/no/stotte/sveise-abc/> (åpnet 2. mai 2023).
- [35] P. K. Larsen, A. Clausen, og A. Aalberg, *Stålkonstruksjoner - profiler og formler*, 3. utg. Tapir Akademisk Forlag, 2003.
- [36] P. K. Larsen, *Dimensjonering av stålkonstruksjoner*, 3. utg. Fagbokforlaget, 2020.
- [37] R. C. Hibbeler, *Mechanics of Materials*, 10. utg. Pearson Education, 2018.
- [38] «limtreboka_2015_el2.pdf». Åpnet: 12. april 2023. [Online]. Tilgjengelig på:
https://www.moelven.com/globalassets/moelven-limtre/limtreboka_2015_el2.pdf
- [39] «27-Trebaserte-konstruksjonselementer.pdf». Åpnet: 20. mai 2023. [Online]. Tilgjengelig på:
<http://www.trefokus.no/resources/filer/fokus-pa-tre/27-Trebaserte-konstruksjonselementer.pdf>
- [40] Standard Norge, «NS-EN 14080:2013+NA:2016. Trekonstruksjoner - Limtre og limt laminert heltre - Krav». 2016. [Online]. Tilgjengelig på:
<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?Pro>
- [41] «43-Konstruksjonsvirke.pdf». Åpnet: 12. april 2023. [Online]. Tilgjengelig på:
<http://www.trefokus.no/resources/filer/fokus-pa-tre/43-Konstruksjonsvirke.pdf>

- [42] «Unngå skadekonstruksjoner i massivtre», *SINTEF*, 7. juni 2017. <https://www.sintef.no/sintef-community/fagblogg/poster/unnga-skadekonstruksjoner-i-massivtre/> (åpnet 21. mai 2023).
- [43] «innovative-trekonstruksjoner-1.pdf». Åpnet: 20. mai 2023. [Online]. Tilgjengelig på: <https://www.tekna.no/contentassets/ea19745d10164ec0b93c946b67ba6ecd/innovative-trekonstruksjoner-1.pdf>
- [44] Y. Jiang og R. Crocetti, «CLT-concrete composite floors with notched shear connectors», *Constr. Build. Mater.*, bd. 195, s. 127–139, jan. 2019, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2018.11.066.
- [45] «Hefte 3Dimensjonering.pdf». Åpnet: 20. mai 2023. [Online]. Tilgjengelig på: <https://www.treteknisk.no/resources/filer/publikasjoner/teknisk-handbok/Hefte-3-Dimensjonering.pdf>
- [46] A. Manaridis, «Evaluation of timber-concrete composite floors.», Masteravhandling, Lund tekniske høyskole, 2010.
- [47] «573.151 Mekaniske treforbindelsesmidler - Byggforskserien», 26. april 2023. https://www.byggforsk.no/dokument/601/mekaniske_treforbindelsesmidler#fig15 (åpnet 26. april 2023).
- [48] «474.533 Uttørking og forebygging av byggfukt - Byggforskserien». https://www.byggforsk.no/dokument/227/uttoerking_og_forebygging_av_byggfukt (åpnet 21. mai 2023).
- [49] P. Kr. Larsen, *Konstruksjonsteknikk - Laster og bæresystemer*, 2. utg. Fagbokforlaget, 2008.
- [50] «Klimakur for bygg og eiendom», *Grønn byggallianse*. <https://byggalliansen.no/kunnskapssenter/publikasjoner/infopakkeklimakjempen/> (åpnet 19. mai 2023).
- [51] «Innføring i livsløpsvurdering (LCA)». <https://www.tekna.no/kurs/innforing-i-livslopsvurdering/www.tekna.no/kurs/innforing-i-livslopsvurdering/> (åpnet 8. mai 2023).
- [52] «Betong er en del av klimaløsningen», *SINTEF*, 14. april 2020. <https://www.sintef.no/siste-nytt/2020/-betong-er-en-del-av-klimalosningen/> (åpnet 10. mai 2023).
- [53] K. Ramsden, «Cement and Concrete: The Environmental Impact», *PSCI*, 3. november 2020. <https://psci.princeton.edu/tips/2020/11/3/cement-and-concrete-the-environmental-impact> (åpnet 15. mai 2023).
- [54] T. Sverdrup, «jernmalm», *Store norske leksikon*. 2. mai 2023. Åpnet: 20. mai 2023. [Online]. Tilgjengelig på: <https://snl.no/jernmalm>
- [55] «Miljø», *Norsk Stålforbund*. <https://www.stalforbund.no/miljo/> (åpnet 10. mai 2023).
- [56] «8-Tre-og-miljo.pdf». Åpnet: 9. mai 2023. [Online]. Tilgjengelig på: <http://www.trefokus.no/resources/filer/fokus-pa-tre/8-Tre-og-miljo.pdf>
- [57] «Hvorfor er tre et miljøvennlig byggemateriale? | Trefokus». <http://www.trefokus.no/treveilederen/temaer/miljo-og-berekraft/hvorfor-er-tre-et-miljovennlig-byggemateriale-> (åpnet 10. mai 2023).
- [58] «Revit-programvare | Se priser, og kjøp Revit 2023», 24. april 2023. <https://www.autodesk.no/products/revit/overview> (åpnet 24. april 2023).
- [59] «Robot Structural Analysis Professional | Download & Pricing», 24. april 2023. <https://www.autodesk.com/products/robot-structural-analysis/overview> (åpnet 24. april 2023).
- [60] «AutoCAD-programvare | Se priser og kjøp den offisielle AutoCAD 2023-programvaren | Autodesk», 24. april 2023. <https://www.autodesk.no/products/autocad/overview> (åpnet 24. april 2023).
- [61] «BIM software for architects, engineers and construction industry», *Solibri*, 23. juni 2022. <https://www.solibri.com/> (åpnet 24. april 2023).
- [62] «Ove Sletten - Sogelink - Focus Software AS», 29. mai 2020. <https://www.focus.no/produkter/ove-sletten/> (åpnet 24. april 2023).
- [63] «ISY Design - Komplette verktøykasse - Norconsult Digital». <https://norconsultdigital.no/produkter/isy-design/> (åpnet 20. mai 2023).
- [64] «PTC Mathcad Prime | Mathcad». <https://www.mathcad.com/en/whats-new> (åpnet 20. mai 2023).

- [65] «471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler - Byggforskserien». https://byggforsk.no/dokument/endringshistorikk/471.031/egenlaster_for_bygningsmaterialer_byggevarer_og_bygningsdeler?version=4.0 (åpnet 20. mai 2023).
- [66] «Norgeskart». <https://www.norgeskart.no/#!?project=dekning&layers=1002&zoom=12&lat=6731647.21&lon=-28591.64&p=searchOptionsPanel> (åpnet 30. januar 2023).
- [67] «NS-EN 1998 Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning | standard.no». <https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/eurokode-8/> (åpnet 20. mai 2023).
- [68] «Geologiske kart | NGU». <https://www.ngu.no/geologiske-kart> (åpnet 28. april 2023).
- [69] «Multiconsult-10216470-RIB-RAP-001.pdf». Åpnet: 3. mai 2023. [Online]. Tilgjengelig på: <https://www.norsar.no/getfile.php/139593-1585573121/norsar.no/Services/soneringskart/Multiconsult-10216470-RIB-RAP-001.pdf>
- [70] N. I. Bovin og Ellingsrud, Odd, *Mekaniske treforbindelser*, 5. utg. Oslo: Noesk treteknisk Institutt, 2007.
- [71] «Dekkestøtte Lengde 2000-3600mm, 9,6kg». <https://holteindustri.no/dekkestotte-71268500.html> (åpnet 22. mai 2023).
- [72] «Timber truss formwork for bridges», *Freimans*. <https://freimans.com/timber-truss-formwork/> (åpnet 22. mai 2023).