

Andreas Danielsen

Badmintonhaller

Utvikling av Konsept og Dimensjonering av
Bæresystem

Bacheloroppgave i Byggteknikk

Veileder: Lala Lacramioara Telehoi Nilsen

Medveileder: Tore Standal

Mai 2024

Andreas Danielsen

Badmintonhaller

Utvikling av Konsept og Dimensjonering av
Bæresystem

Bacheloroppgave i Byggteknikk
Veileder: Lala Lacramioara Telehoi Nilsen
Medveileder: Tore Standal
Mai 2024

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for havromsoperasjoner og byggteknikk



Kunnskap for en bedre verden

TITTEL:

Badmintonhaller | Utvikling av Konsept og Dimensjonering av Bæresystem

KANDIDATNUMMER(E):

10029

DATO:	EMNEKODE:	EMNE:	DOKUMENT TILGANG:
21/05-24	BYGA2900	Bacheloroppgave	Åpen
STUDIUM:	ANT SIDER/VEDLEGG:		BIBL. NR:
Bachelor Byggingeniør	121/12		

VEILEDER(E) :

Lala Lacramioara Telehoi Nilsen
Tore Standal

SAMMENDRAG:

Denne bacheloroppgaven har på vegne av Multiconsult Møre og Romsdal og Ålesund Badmintonklubb tatt for seg konseptutvikling av to typer badmintonhaller. Gjennom oppgaven så er det blitt dimensjonert bæresystem, utforming på hallkonseptene er blitt modellert og aspekter knyttet til bærekraft er vurdert.

Resultatene skal vurderes som et tidligfase skisseprosjekter.

Det er gjennomført en global analyse av bæresystem. Denne analysen er gjennomført i FEM-Design og kontrollert etter krav i Eurokode NS-EN 1993-1-1 og 1995-1-1 Bærekraftsaspekter knyttet til hallene er vurdert. Klimagassutslipp er estimert, det er blitt vurdert økonomiske aspekter, og det er diskutert hvor mye av hallen som kan dekkes av tilskudd gjennom spillemidler, slik at finansieringen av hallene blir enklere for klubbene. De sosiale effektene er diskutert.

Helt til slutt er prising av hallene sendt til entreprenør. Disse ble ikke klare i tide til å bli inkludert i oppgaven, men Ålesund Badmintonklubb vil få levert prisingen når den er klar.

Denne oppgaven er en eksamensbesvarelse utført av studenter ved NTNU i Ålesund.

Forord

Bacheloroppgaven er det avsluttende arbeidet, og markerer slutten på det 3-årige byggingeniørstudiet jeg nå har vært gjennom.

En av motivasjonene til at jeg valgte å studere byggingeniør var ønsket om å se disse store prosessene som byggeprosjekter er, fra innsiden. Det å kjenne til bygginger inn og ut. Å vite både hvordan ting bygges, men også forstå logikken som ligger til grunn for at de kan bygges. Det ble dermed raskt klart hva slags oppgave jeg ønsket meg til bacheloroppgaven. Mekanikk ble tidlig et favoritt emne på studiet, og konstruksjonsteknikk ble naturlig fokuset i videre fordypning. Ønsket mitt var å få kunne jobbe med dimensjonering og design av konstruksjoner, noe som er veldig typiske RIB oppgaver. I denne bacheloroppgaven får jeg muligheten til å jobbe med nettopp dette.

Jeg får også muligheten til å fordype meg i de modelleringsverktøyene som tas i bruk i konstruksjonsteknisk arbeid. Modelleringsverktøy som Revit og beregningsverktøy som FEM-Design har mange funksjonaliteter, og i denne oppgaven vil jeg få kunne til å gå enda dypere enn det jeg har gjort tidligere.

I tillegg til dette konstruksjonsfokuset skal jeg gjennom oppgaven få muligheten til å se på andre aspekter ved prosjekteringen av et bygg, nemlig det økonomiske og bærekraftsmessige. Dette mer helhetlige perspektivet som denne oppgaven tilbyr passer mine faglige interesser godt.

Jeg vil si tusen takk til veileder Tore Standal, og resten av RIB gjengen oppe på loftet hos Multi-consult Ålesund, dere har vært en fantastisk ressurs å kunne støtte meg på i de månedene jeg har jobbet med denne oppgaven, og jeg gleder meg til tiden fremover med dere, da som kolleger.

Jeg vil også si tusen takk til veileder ved NTNU, Lala Nilsen, for støtten og veiledingen jeg har fått fra deg underveis. Du er en mega supporter for alle oss på bygglinja.

Sammendrag

Denne bacheloroppgaven har på vegne av Multiconsult Møre og Romsdal og Ålesund Badmintonklubb tatt for seg konseptutvikling av to typer badmintonhaller. Gjennom oppgaven så er det blitt dimensjonert bæresystem, utforming på hallkonsepter er blitt modellert og aspekter knyttet til bærekraft er vurdert.

Resultatene skal vurderes som tidligfase skisseprosjekter.

Til Ålesund Badmintonklubb er det utarbeidet et konsept på en fagverkshall med inntil 5 badmintonbaner. Videre så er det vurdert et konsept på generelle badmintonhaller. Konseptene er modellert i Revit, og visualisert i Twinmotion.

Det er gjennomført en global analyse av bæresystem til en fagverkshall i stål. Denne analysen er gjennomført i FEM-Design og kontrollert etter krav i Eurokode NS-EN 1993-1-1. Som resultat er det kommet med et forslag på utforming av bæresystem, hvor flere av elementene er utnyttet så effektivt som mulig. Bæresystemet er modellert slik at det er lagt opp til at hallen enkelt skal kunne utvides ved behov. Samlet vekt på bæresystemet er 32 tonn, og det er anslått et klimagassavtrykk på 81 tonn CO₂ ekvivalenter.

Til det generelle hallkonseptet er det blitt vurdert to forskjellige bæresystem i limtre og stål. Det er gjennomført en forenklet analyse av disse ved hjelp av FEM-Design og buene er kontrollert og vurdert opp mot krav fra Eurokode. Som resultat av analysen, er det kommet med forslag på buedimensjoner.

Bærekraftsaspekter knyttet til hallene er vurdert. Det er estimert at Limtrehallen har et vesentlig lavere klimagass-avtrykk, med et estimert utslipp på det prosjekterte bæresystemet på 1.5 tonn CO₂eq. Til sammenligning har stålhallen et anslått utslipp på 37.7 tonn CO₂eq.

I tillegg til miljømessige påvirkninger, er det også blitt vurdert økonomiske aspekter, og det er diskutert hvor mye av hallen som kan dekkes av tilskudd gjennom spillemidler, slik at finansieringen av hallene blir enklere for klubbene. De sosiale effektene er diskutert.

Helt til slutt er prising av hallene sendt til entreprenør. Disse ble ikke klare i tide til å bli inkludert i oppgaven, men Ålesund Badmintonklubb vil få levert prisingen når den er klar.

Summary

This bachelor thesis has on behalf of Multiconsult Møre og Romsdal and Ålesund Badmintonklubb looked at the design and conceptualization of small sports halls for the sport badminton. Throughout the work on the thesis, designs for the structural systems have been analyzed, and the layout of the halls have been designed. Some aspects of sustainability have been considered and discussed.

The results should be considered as an early phase project.

For Ålesund Badmintonklubb, a concept for a truss steel hall with up to 5 badminton courts has been designed. Furthermore, concepts for simple generic badimtonhalls have been designed. The concepts are modeled in Revit, and visualized in Twinmotion.

For the truss hall, a global analysis has been carried out in FEM-Design, and the results checked according to the Eurocodes. The resulting structural system has a total weight of 32 tons, with an estimated emission of greenhouse gasses of 81 tons CO₂eq.

For the generic concept, structural systems in glue laminated timber and steel has been considered. A simplified analysis of the capacity of these systems has been carried out. Estimations of greenhouse gas emissions have shown that the glue laminated alternative has a significantly lower impact than the steel alternative.

Economic aspects have been looked at, and the possible amount of grants from Spillemidler have been discussed. The social impact is also discussed.

Finally, the halls have been sent to a contractor for price estimations. These results didn't get ready in time to be included in the results of this report, but the price estimation will be handed to Ålesund Badmintonklubb when they are ready.

Begreper

ÅBK-hall - *Hallkonsept til Ålesund Badmintonklubb.*

Multiconsult M&R - *Multiconsult Møre & Romsdal.*

Multiconsult - *Multiconsult Norge AS.*

U-Verdi - *Varmegjennomgangskoeffisient, tallverdi som beskriver bygningsdelens varmeisolerende evne.*

.struxml - *Filformat til lagring av modeller fra FEM-Design.*

Open-Source - *Åpen kildekode program.*

Egenlast - *Belastning fra konstruksjonens vekt.*

Snølast - *Belastning som følge av snø.*

Vindlast - *Belastning som følge av vind mot konstruksjonen.*

Nyttelast - *Belastning fra vanlig bruk av bygget.*

Aksialkraft - *Trykk-/strekkrefter.*

Element - *En enkelt del av konstruksjonen i FEM-Design modellen.*

Akse - *Linje gjennom modell.*

Tverrsnittskapasitet - *Styrken til et element mot spenninger.*

Knekking - *Utbøyninger/tap av stabilitet som følge av trykkraft.*

Vipping - *Knekking i deler av et tverrsnitt som følge av lokalt trykk.*

Snødriver - *Oppsamling av snø på et tak som følge av vind.*

Forkortelser

Følgende begreper og forkortelser brukes i denne forprosjektsrapporten:

ÅBK - *Ålesund Badminton Klubb*

RIB - *Rådgivende Ingeniør Bygg*

MC - *Multiconsult*

BAE - *Bygg, anlegg og eiendom*

PBL - *Plan- og bygningsloven*

TEK17 - *Byggeteknisk Forskrift*

CEN - *Den europeiske standardiseringsorganisasjonen*

NS - *Norsk Standard*

LCA - *Livsløpsanalyse*

EPD - *Environmental Product Declaration, miljødeklarasjon*

BIM - *Bygningsinformasjonsmodeller*

FEM - *Finite Element Method, elementmetoden*

2D - *2-dimensjonalt*

VPL - *Visuelt programmeringsspråk*

API - *Application Programming Interface, programmeringsgrensesnitt*

3D - *3-dimensjonalt*

VR - *Virtuell virkelighet (Virtual reality)*

TRP - *Trapesformede plater/Korrugerte plater*

ULS - *Bruddgrensetilstand (Ultimate Limit State)*

SfLS - *Ofte Forekomme Kombinasjon (Serviceability Frequent Limit State)*

SqLS - *Tilnærmet Permanent Kombinasjon (Serviceability Quasi-Permanent Limit State)*

Symboler

f_d - Dimensjonerende spenning

f_y - Flytespenning

γ_M - Materialfaktor

l_k - Knekk lengde

E - Elastisitetsmodul, E-Modul

I_y - Andre arealmoment

I_y - Andre arealmoment om sterk akse

I_y - Andre arealmoment om svak akse

$G_{kj,sup}$ - Karakteristisk verdi for ugunstig permanent last

$G_{kj,inf}$ - Karakteristisk verdi for gunstig permanent last

$Q_{k,1}$ - Karakteristisk verdi for dominerende variabel last

$Q_{k,i}$ - Karakteristisk verdi for ikke-dominerende variabel last

$\gamma_{Gj,sup}$ - Partialfaktor for ugunstig, permanent last

$\gamma_{Gj,inf}$ - Partialfaktor for gunstig, permanent last

$\gamma_{Q,1}$ - Partialfaktor for ugunstig, dominerende variabel last

$\gamma_{Q,i}$ - Partialfaktor for ugunstig, ikke-dominerende variabel last

ξ - Reduksjonsfaktor for permanente laster

ψ_i - Kombinasjonsfaktor for en variabel laster

μ - Formfaktor på tak ved beregning av snølaster

q_k - Flatelast [kN/m^2]

Q_k - Linjelast [kN/m]

γ - Tyngdetetthet

S - Snølast

μ - Formfaktor på tak

C_t - Termisk koeffisient ved beregning av snølaster

C_e - Eksponeringskoeffisient ved beregning av snølaster

S_k - Karakteristisk snølast på mark

α - Takvinkel

S_{k0} - Grunnverdi for karakteristisk snølast på mark

V_b - Basisvindhastighet

c_{dir} - Vindens retningsfaktor

c_{season} - Vindens årstidsfaktor

c_{prob} - Faktor for returperiode

V_{b0} - Referansevindhastighet

q_b - Vindhastighetstrykk

ρ - Tyngdetetthet til luft

q_p - Vindkasthastighetstrykk

$c_e(z)$ - Eksponeringsfaktor for beregning av vindlast

w_e - Vindlast

h - Høyde på vegg

h_p - Høyde på parapet

c_{pe} - Utvendig formfaktor

c_{pe} - Innvendig formfaktor

N_{ed} - Dimensjonerende aksialkraft

α_A - Arealreduksjonsfaktor

Innhold

Figurer	xvi
Tabeller	xx
Del 1 - Innledning	1
1 Innledning	1
1.1 Bakgrunn	1
1.2 Om Ålesund Badmintonklubb	1
1.3 Om Multiconsult	1
1.3.1 Multiconsult Møre & Romsdal	2
1.4 Problemstilling	2
1.4.1 Hall til ÅBK	3
1.4.2 Generell Hall	3
1.4.3 Leveransemål	3
1.5 Avgrensning	3
1.6 Rapportstruktur	4
Del 2 - Teoretisk Grunnlag	5
2 Teori og Rammer	5
2.1 Regelverk	5
2.1.1 Plan og Bygningsloven	5
2.1.2 Byggteknisk forskrift - TEK17	5
2.1.3 Standarder	5
2.1.4 Byggforskserien	6
2.2 Badminton - Krav til bane og hall	6
2.2.1 Banemål	7
2.2.2 Øvrige krav	7

2.3	Bæresystem	8
2.3.1	Fagverk	8
2.3.2	Rammer	9
2.3.3	Buer	10
2.3.4	Avstiving	10
2.3.5	Korrugerte plater	11
2.4	Stål	11
2.4.1	Kapasitet	11
2.4.2	Bruddformer	12
2.4.3	Videre om knekking	12
2.5	Limtre	13
2.5.1	Bruddformer	13
2.6	Grunnlag for prosjektering og dimensjonering	13
2.6.1	Partialfaktormetoden	13
2.6.2	Pålitelighetsklasse	14
2.6.3	Levetid	14
2.7	Lastberegning	14
2.7.1	Grensetilstander	15
2.7.2	Egenvekter og nyttelaster	16
2.7.3	Snølaster	17
2.7.4	Vindlaster	17
2.8	Brann	18
2.8.1	Risikoklasse	18
2.8.2	Brannklasse	18
2.8.3	Kort om bæreevne og Stabilitet	18
2.8.4	Spredning mellom byggverk	19
2.8.5	Rømningsveier	19
2.9	Bærekraft	19

2.10 Energi og Miljø	20
2.10.1 Energi - Energikrav fra TEK17	20
2.10.2 Miljø	20
2.11 Økonomi	21
2.11.1 Finansiering - Spillemidler	21
2.12 Programvare	21
2.12.1 Revit	22
2.12.2 FEM-Design	22
2.12.3 Mathcad Prime	22
2.12.4 Autocad	22
2.12.5 Rhino og Grasshopper	22
2.12.6 Dynamo	23
2.12.7 Ove Sletten	23
2.12.8 Twinmotion	23
2.12.9 Dimensjoneringsverktøy fra Ruukki	23
2.13 Parametrisk Design og modellering	24
3 Tidligere Arbeid	25
Del 3 - Materialer og Metode	26
4 Innledende om kapitlet	26
4.1 Om detaljnivå	26
4.2 Forprosjekt	26
5 Litteratur	26
5.1 Materialer	27
6 Hallmål	27
6.1 ÅBK Mål	27
6.2 Mål Generelt hallkonsept	31

7	Laster ÅBK	33
7.1	Kontroll av Lastberegningen	33
7.2	Nyttelaster	33
7.3	Egenvekt	33
7.4	Snølaster	35
7.4.1	Karakteristisk Snølast	35
7.4.2	Koeffisientene C_t og C_e	36
7.4.3	Formfaktor	36
7.5	Vindlaster	36
7.5.1	Vindkasthastighetstrykket	36
7.5.2	Formfaktorer for vegger, ÅBK	37
7.5.3	Formfaktorer for Tak, ÅBK	39
8	Oppbygging av FEM-Design Modell ÅBK	40
8.1	Oppbygging av modell	40
8.1.1	Beam, Column og Truss elementer i FEM-Design	40
8.1.2	Forbindelser	40
8.1.3	Fagverksrammen	40
8.1.4	Søylevegg	41
8.1.5	Støtte til veggelementer	42
8.1.6	Opplagere	43
8.1.7	Gangbro	43
8.1.8	Vindavstiving	44
8.1.9	Takås	46
8.2	Lasttilfeller og Lastgrupper	47
8.2.1	Vindlast gruppe 1 (Wind load)	47
8.2.2	Vindlast gruppe 2 (Wind load 2)	49
8.2.3	Snølast (Snowload)	49
8.2.4	Permanente laster (LG-1)	50

8.2.5	Nyttelaster (LG-2)	50
8.3	Lastkombinasjoner	50
8.4	Materialsort og materialfaktorer	51
8.5	Steel-Design	51
8.5.1	Design-Groups	51
8.5.2	Knekke- og vippelengder	52
8.5.3	Auto-Design	54
8.5.4	Kontroll av Tverrsnitt	54
9	Laster Generell Hall	55
9.1	Egenvekter	55
9.2	Snølaster	55
9.3	Vindlaster	56
10	Oppbygging av FEM-Design Modell Generelt Konsept	57
10.1	Oppbygging av modell	57
10.1.1	Bue	57
10.2	Lasttilfeller og Lastgrupper	58
10.2.1	Vindlast	58
10.2.2	Snølast	59
10.2.3	Egenlast	59
10.3	Lastkombinasjoner	59
10.4	Materialtyper og materialfaktorer	60
10.5	Knekk- og vippelengder	60
10.6	Kontroll	60
10.7	Valg av tverrsnitt	61
11	Utvikling av konsept i Revit	61
11.1	Fra FEM-Design til Revit	61
11.2	Prinsipp for oppbygging av innvendig klubbareal	61

11.3	Levels	62
11.4	Vegger, tak og bjelkelag	62
11.4.1	Vegger	62
11.4.2	Tak	62
11.4.3	Gulvbjelkelag	63
11.5	Fasadepaneler	63
11.6	Fundamenter, støttemur og plate	63
11.7	Beslag	63
11.8	Kartlag	63
12	Metode for prising	64
13	Metode for miljøberegninger	64
14	Visualisering i Twinmotion	65
Del 4 -	Resultater og Diskusjon	66
15	Resultater og diskusjon, FEM-Design analyse	66
15.1	Hall ÅBK	66
15.1.1	Utnyttelse Fagverk - Overgurt	66
15.1.2	Utnyttelse Fagverk - Undergurt	67
15.1.3	Vurdering av resultat over-og undergurt	67
15.1.4	Utnyttelse Fagverk - Diagonalstaver (Dstav)	68
15.1.5	Utnyttelse Fagverk - Vertikalstaver (Vstav)	69
15.1.6	Utnyttelse Fagverk - Ramme Søyler (Søyler)	69
15.1.7	Utnyttelse Søyler, kortvegg (Kortsøyle)	69
15.1.8	Utnyttelse Støttesøyler	70
15.1.9	Valg av søyleverrsnitt	70
15.1.10	Utnyttelse Vindstag, kortvegg (Kortstag)	70
15.1.11	Utnyttelse Vindstag, langvegg (Langstag)	71

15.1.12	Utnyttelse Veggstag	72
15.1.13	Utnyttelse Bjelke, Akse 1	73
15.1.14	Utnyttelse Takås	73
15.1.15	Utnyttelse Gangbro Utkrager	74
15.1.16	Utnyttelse Gangbro Bjelke	74
15.1.17	Utnyttelse Brostag	75
15.1.18	Likevekt og stabilitet	75
15.1.19	Bruksgrense	76
15.1.20	Valgte tverrsnitt til ÅBK-Hall	77
15.2	Trebue	77
15.2.1	Tverrsnitt	78
15.2.2	Tverrstrekk	78
15.2.3	Deformasjoner	79
15.3	Stålbue	79
15.3.1	Deformasjoner	80
15.4	Stabilitet og likevekt	80
15.5	Buetverrsnitt	80
16	Resultater og diskusjon, konseptmodeller i Revit	80
16.1	Hall ÅBK	81
16.1.1	Bæresystem	81
16.1.2	Klimaskjerm	81
16.1.3	Grunnplan	82
16.1.4	2. etasje	83
16.1.5	3. etasje	84
16.1.6	Plassering av modell	85
16.1.7	Fasade	86
16.2	De generelle hallene	86
16.2.1	Bæresystem	86

16.2.2 Klimaskjerm	87
16.2.3 Grunnplan	87
16.2.4 2. etasje	88
16.2.5 Fasade	89
16.3 Bakgrunn for valg av bæresystem i klubbarealene	89
16.4 Visualisering i Twinmotion	89
17 Bærekraft - Miljø, Økonomi og Sosialt	89
17.1 Miljøutslipp	90
17.2 Kostnader	90
17.2.1 Tilskudd fra Spillemidler	91
17.2.2 Prising	91
17.2.3 Energieffektivitet	91
17.2.4 Avvik mellom materialliste og endelig resultat	92
17.3 Hallene som et samlingpunkt	92
18 Vurdering av metode og resultater	93
18.1 Arealreduksjon av Nyttelaster	93
18.2 Snølastens Returperiode	93
18.3 Vindlasttilfellene	93
18.4 Tanker rundt valgt vindavstiving	94
18.5 Vurdering av FEM-Modell metode	94
18.6 Om endringer mellom FEM-Modell og Revit modell	95
18.7 Oppnådde resultatmål	95
Del 5 - Konklusjon	96
Bibliografi	97
Vedlegg	100

Figurer

1	Oppbyggingen av et enkelt fagverk	8
2	Et ideelt fagverk. Alle knutepunkter er leddete forbindelser. Krefter virker kun i knutepunkt	9
3	Et mer reelt fagverk. Over- og undergurten er kontinuerlige. Knutepunktene mellom diagonal-/vertikalstaver og gurtene vil overføre noe bøyemoment og skjær. Krefter kan være jevnt fordelt	9
4	Tre-ledd bue (a) og to-ledd (b)	10
5	Vindkryss (a) og vindstag(b)	11
6	Arbeidsflyten mellom programvare	25
7	Mål på hall til Ålesund Badmintonklubb med akser inkludert. Figur fra Revit. . . .	30
8	Etasjehøyder til Ålesund Badmintonklubb med akser inkludert. Figur fra Revit. . . .	31
9	Mål på hall til til generelt hallkonsept med akser inkludert. Figur fra Revit.	32
10	Etasjehøyder til generelt hallkonsept med akser inkludert. Figur fra Revit.	32
11	Snitt av konsept på takløsning	34
12	Fagverket slik det er modellert i FEM-Design	41
13	Søylene på akse 1 slik de er modellert i FEM-Design	42
14	Støttesøylene i akse 7	43
15	Gangbroen slik den er modellert i FEM-Design. Utkrageren (a) og bjelken (b)	44
16	Vindavstivingen slik den er modellert i FEM-Design. Vindstag i langveggene (a), vindstag i vegg i akse 1 (b), vindstag i vegg i akse 7 (c) og skive i taket (d). Legg merke til de horisontale stagene mellom søylene som senker knekk lengden på stagene	45
17	Illustrasjon over hvordan vindstagene er koblet mot langsgående bjelke på gangbroa for å få ned knekk lengden.	46
18	Takåsen slik den er modellert i FEM-Design	46
19	Snitt av konstruksjonen med vindlast mot langsiden av konstruksjonen. Sone D er på figuren modellert på venstre side av rammen. Sone E er modellert på høyre. . . .	48
20	Lasttilfelle WL Søyle Y- modellert i FEM-Design. Sone D er på venstre side av modellen, sone E er på høyre side.	49
21	Snitt av vindlast på taket modellert i FEM-Design.	49

22	Snølasten modellert i FEM-Design, $2.4kN/m^2$	49
23	Egenvektene modellert i FEM-Design.	50
24	Nyttelastene modellert i FEM-Design.	50
25	Knekkelengder og -kurver modellert i FEM-Design.	53
26	Vippekurver modellert i FEM-Design.	54
27	Form og formfaktorer i lasttilfellet med snødrivere på taket (Norsk Standard, 2015) .	56
28	Buen modellert i FEM-Design.	58
29	Vindlast til det generelle konseptet. Sone A $8.099kN/m$, Sone B $-12.468kN/m$ og Sone C $-4.263kN/m$	58
30	Snølastene til det generelle konseptet modellert i FEM-Design.	59
31	Egenvektene modellert i FEM-Design, $2.8kN/m$	59
32	CO2 instillinger i FEM-Design. Tallene i FEM-Design baserer seg på utslipp i LCA- fase A1-A3	64
33	Utnyttelse i dimensjonerende overgurt, element B.1.1	66
34	Dimensjonerende lastkombinasjon for overgurten, LC37ULS	67
35	Utnyttelse i dimensjonerende undergurt, element B.2.1	67
36	Dimensjonerende lastkombinasjon for undergurten, LC35ULS	67
37	Kraftfordeling i dimensjonerende undergurt. Strekk (a) og moment (b)	68
38	Kraftfordeling i dimensjonerende overgurt. Trykk (a) og moment (b)	68
39	Utnyttelse i dimensjonerende diagonalstav, element B.14.1	68
40	Utnyttelse i dimensjonerende vertikalstav, element T.3.1	69
41	Utnyttelse i dimensjonerende ramme søyle, element C.6.1	69
42	Dimensjonerende lastkombinasjon for ramme søylene, LC25ULS	69
43	Utnyttelse i dimensjonerende søyle i kortveggene, element C.27.1	70
44	Dimensjonerende lastkombinasjon for søylene i kortveggene, LC31ULS	70
45	Utnyttelse i dimensjonerende støttesøyle, element C.20.1	70
46	Utnyttelse i dimensjonerende vindstag i kortveggene, element T.100.1	71
47	Dimensjonerende lastkombinasjon for vindstagene i kortveggen, LC27ULS	71
48	Utnyttelse i dimensjonerende vindstag i kortveggene, element T.92.1	71

49	Dimensjonerende lastkombinasjon for vindstagene i kortveggen, LC29ULS	71
50	Utnyttelse i dimensjonerende veggstag, element B.191.1	72
51	Dimensjonerende lastkombinasjon for veggstagene, LC17ULS	72
52	Utnyttelse i bjelken, element B.73.1	73
53	Dimensjonerende lastkombinasjon for bjelken, LC41ULS	73
54	Utnyttelse i dimensjonerende takås, element B.148.1	73
55	Dimensjonerende lastkombinasjon for takåsene, LC21ULS	73
56	Utnyttelse i dimensjonerende gangbro utkrager, element B.76.1	74
57	Dimensjonerende lastkombinasjon for gangbro utkrager, LC49ULS	74
58	Utnyttelse i dimensjonerende gangbro bjelke, element B.105.1	74
59	Dimensjonerende lastkombinasjon for gangbro bjelkene, LC57ULS	75
60	Utnyttelse i dimensjonerende brostag, element B.69.1	75
61	Dimensjonerende lastkombinasjon for brostagene, LC52ULS	75
62	Største nedbøying i takås gruppen. Resultat hentet fra beregningsrapport til ÅKB-hallen, vedlegg 4.	76
63	Graf som viser nedbøying i takås gruppen. Diagram hentet fra beregningsrapport til ÅKB-hallen, vedlegg 4.	76
64	Utnyttelse i dimensjonerende limtrebue	78
65	Dimensjonerende lastkombinasjon for limtrebue	78
66	Utnyttelse i dimensjonerende limtrebue	78
67	Lastkombinasjon LC7ULS for limtremodell	78
68	Deformasjoner i limtrebue	79
69	Deformasjoner i stålbue	80
70	3D modell av bæresystem til ÅBK-hall modellert i Revit.	81
71	3D modell av grunnplan modellert i Revit	83
72	Lager areal på grunnplan	83
73	3D modell av 2. etasje modellert i Revit	84
74	Disponibelt areal i 2. etasje	84
75	3D modell av 3. etasje modellert i Revit	85

76	Disponibelt areal i 3. etasje	85
77	ÅBK Badmintonhall plassert ved Hatlane Skole. Kartutsnittet fra Ambita AS	86
78	Fasade	86
79	Bæresystem til de generelle hallkonseptene	87
80	Klubbareal i grunnplan, generelt konsept	88
81	Klubbareal i grunnplan, generelt konsept	88
82	Utvendig utforming av det generelle konseptet	89

Tabeller

1	Eurokodene brukt i denne oppgaven	6
2	Krav til mål på badmintonbane	7
3	Partialfaktorene (Rørvik og Årskog, 2010, s. 15)	14
4	Lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand, 6.10a og 6.10b i NS-EN 1990 (Norsk Standard, 2016)	15
5	Lastfaktorer i bruddgrensetilstand, med partialfaktorer innsatt	15
6	Lastfaktorer i bruksgrensetilstand innsatt partialfaktorer (Norsk Standard, 2016, tabell A1.4)	16
7	Krav til U-Verdier (Byggteknisk forskrift, 2017, § 14-3, tabell <i>Minimumsnivå</i>)	20
8	Nummerering av livsløpsfasene til et materiale (SINTEF, 2015)	20
9	Maks tilskudd tilgjengelig for aktivitetssaler, avhengig av størrelse (Kultur og Likestillingsdepartementet, 2024)	21
10	Litteratur og standarder tatt i bruk i gjennomføringen av oppgaven	27
11	Målene på badmintonhall til Ålesund Badmintonklubb.	29
12	Målene til generelt hallkonsept.	32
13	Nyttelast påført langsgående bjelker.	33
14	Nyttelast påført tverrbjelker.	33
15	Egenlast fra takkomponentene.	35
16	Egenlast fra Tak.	35
17	Egenlast på gangbro.	35
18	Beregnet verdi for h/d. Det antas at veggen har en parapet med høyde 0.5.	38
19	Beregnete verdier for vindlast i sone D og E for vind mot langsiden av bygget.	38
20	Beregnet verdi for h/d. Siden beregnet verdi for $h/d \leq 0.25$ leses formfaktorene rett fra tabell.	39
21	Beregnete verdier for vindlast i sone D og E for vind mot kortsiden av bygget.	39
22	Beregnete verdier for vindlast på tak i sone I og F. Disse to lastene påføres konstruksjonen som to separate lastilfeller	39
23	Mål på Fagverket.	41

24	Vindlaster påført søyler i sone D ved vind mot langsiden av konstruksjonen.	47
25	Vindlaster påført søyler i sone E ved vind mot langsiden av konstruksjonen.	47
26	Vindlaster påført søyler i vind i positiv y-retning, WL Søyler Y+	48
27	Vindlaster påført søyler i vind i negativ y-retning, WL Søyler Y-	48
28	Kombinasjonsfaktorer til Nyttelastene	51
29	Design-Gruppene i FEM-Design	52
30	Kravene Steel-Design kontrollerer etter	54
31	Egenlast fra Tak, generelt konsept.	55
32	Snølastene regnet om til linjelast	56
33	Halldimensjoner tatt i bruk ved beregning av formfaktorer på buet tak.	57
34	Vindlaster på taket til det generelle konseptet.	57
35	Kravene Timber-Design kontrollerer etter	60
36	Revit Levels i ÅBK modellen	62
37	Revit Levels i de generelle hallene	62
38	Utslipp kg. CO ₂ eq. pr kg. produkt	64
39	Tverrsnitt valgt for hver design-gruppe	77
40	Valgte buetverrsnitt	80
41	Totalvekt av bæresystem til Ålesund Badmintonklubb. I beregning av totalvekt er takås ikke medregnet	90
42	Vekt og utslipp til bæresystem, Generelle haller	90

Del 1 - Innledning

1 Innledning

1.1 Bakgrunn

I Norge er idretten en stor samlingsarena. Den gir en møteplass for barn og voksne til å drive med idrett og aktiviteter, både individuelt, men også gjennom de over 9000 idrettslagene rundt omkring i landet (Norges idrettsforbund, udatert-b). For mange idrettslag og -klubber er ideen om et eget anlegg en drøm. Selv om mange eier sine egne anlegg, er flesteparten av anleggene eid av kommunene (Norges idrettsforbund, udatert-a), og klubbene må med det leie inn lokaler for å kunne drive med sine aktiviteter. Konstadene av å bygge, eie og drifte egne anlegg er store, spesielt for klubber som vanligvis drives gjennom frivillighet og dugnadsarbeid. Det er dette som danner bakgrunnen for problemstillingen denne oppgaven skal ta for seg.

Denne oppgaven gjennomføres på oppdrag fra Multiconsult Møre & Romsdal, på vegne av Ålesund Badmintonklubb. Det ble tidlig avklart at denne oppgaven skulle skrives hos Multiconsult. Jeg var i sommerjobb hos Multiconsult sommeren 2023, og gjennomførte praksis her som en del av emnet BYGA2601 Studiepoenggivende Praksis. Det overordnede temaet gjennom sommerjobb, praksis og nå bacheloroppgave har vært badmintonhaller. Der fokuset gjennom sommer og høst 2023 har vært parametrisk modellering av enkle stålrammer og opplæring i Rhino og Grasshopper, er fokuset nå på å konkretisere konsepter som skal dimensjoneres, modelleres og vurderes i denne oppgaven.

I denne oppgaven skal to konsepter utarbeides; Ett spesialtilpasset konsept til Ålesund Badmintonklubb, og ett generelt konsept på enkle badmintonhaller.

1.2 Om Ålesund Badmintonklubb

Ålesund Badmintonklubb er Norges eldste badmintonklubb. Klubben ble stiftet i 1930, 8 år før Norges Badmintonforbund. Klubben hadde i 2022 ca. 90 aktive medlemmer (ungdom og voksne). Klubben har hatt flere NM- og veteranmestere, og var i flere år en av elitelagene i Norge. I dag stiller de med lag i både 1. og 2. divisjon (Ålesund Badmintonklubb, udatert).

1.3 Om Multiconsult

(Avsnitt 1.3 er i stor grad hentet ordrett fra rapporten *Praksisrapport*, som ble skrevet som eksamensoppgave i emnet BYGA2601 Studiepoenggivendepraksis (Danielsen, 2023, s. 3-4))

Multiconsult er et ledende rådgivende ingeniør- og arkitekturselskap i Norge, med 3500 ansatte fordelt på kontorer over hele Norge (Christensen, Kort om Multiconsult, 2023). Administrerende direktør er Grethe Bergly, og hovedkontoret ligger på Skøyen i Oslo.

Multiconsult har virksomhet i følgende markedsområder (Christensen, Kort om Multiconsult, 2023):

- *Bygg & Eiendom*
- *Mobilitet og Samferdsel*
- *Energi og Industri*
- *Vann og Miljø*

Visjonen til Multiconsult er «Broen mellom fortid og fremtid», og de skal «... være broen mellom det som en gang var, og det som senere skal bli der mennesker ferdes, virker og fungerer». Multiconsult har en muliggjøringskultur som handler om erfaring, kompetanse og kompetansesammensetning. Kulturen handler om å sprengre grenser og se mulighetene der andre ser hindringer (Christensen, Visjon, 2023).

Multiconsult er og har vært involvert i flere store, nasjonale prosjekter. Eksempler er Fornebu-banen og Deichmanske Bibliotek i Oslo.

1.3.1 Multiconsult Møre & Romsdal

Multiconsult Møre & Romsdal har fra 1. juli 2023 vært en egen avdeling i Region Midt. Avdelingen, med ca. 35 ansatte, har kontorer i Ålesund og Molde, er fordelt over 4 seksjoner:

- *Prosjektledelse*
- *Geoteknikk og Ingeniørgeologi*
- *Miljø og Naturressurser*
- *Bygg og Anlegg*

1.4 Problemstilling

Som nevnt i avsnitt 1.1, er problemstillingen todelt. Det overordnede temaet er Badmintonhaller. Kravene og målsetningene for deloppgavene er de samme, men detaljnivået på prosjekteringen vil variere mellom hver deloppgave.

Problemstillingen i denne oppgaven er å utvikle konsepter på badmintonhaller, for og så komme med et kostnadsestimat med hensikt å gi oversikt over kostnader og finansieringsmuligheter, samt vurdere bærekraftsaspekter ved konseptene. Som en del av konseptutviklingen skal bæresystem dimensjoneres. Konseptene utvikles som tidlig fase skisseprosjekter.

Hallkonseptene vil til dels modelleres vha. parametrisk design i Grasshopper og Dynamo. Disse scriptene vil da modellere deler av hallene. Her tas det utgangspunkt i script som er utviklet gjennom sommerjobb og praksis, men det er også nye script utviklet iløpet av gjennomføringen av bacheloroppgaven.

1.4.1 Hall til ÅBK

For ÅBK skal det utvikles et konsept på en badmintonhall. Hallen skal være en fagverkshall i stål med flatt tak. Funksjonalitetskravene på denne hallen er basert på beskrivelser fra medlemmer i ÅBK og veileder her ved Multiconsult, i tillegg til krav til banestørrelser og rommål fra Norges badmintonforbund. Videre skal det utarbeides et kostnadsestimat basert på mengdebeskrivelse, hvor finansieringsmuligheter også drøftes. Bærekraft skal vurderes.

1.4.2 Generell Hall

Det skal også utarbeides et konsept på en generell hall. Denne hallen skal være en buet hall, og det vurderes bæresystem i to forskjellige materialer, limtre og stål. Her er også funksjonalitetskravene basert på beskrivelser og krav fra henholdsvis ÅBK og Norges badmintonforbund. Konseptet utvikles også som et tidlig skisseprosjekt, og vil også ha en tilhørende kostnadsbeskrivelse, og vurdering av bærekraft.

Dette konseptet er tiltenkt andre badmintonklubber med interesse/planer om å se på muligheten for å bygge egen hall.

1.4.3 Leveransemål

Leveransemålene ved oppgaven vil være å levere:

- Tegningsmodell med tegninger
- Beregningsmodell med beregningsrapport
- Prosjektbeskrivelse (denne rapporten)
- Kostnadsbeskrivelse inkludert prising fra entreprenør og finansieringsmuligheter (spillemidler)
- Visualisering i Twinmotion
- Vurdering av bærekraft (Økonomi/Miljø/Sosialt)

1.5 Avgrensning

Siden denne oppgaven gjennomføres i en gruppe med én person må oppgavens omfang avgrenses. Disse avgrensingene er beskrevet under.

Som nevnt i avsnitt 1.4, så prosjekteres hallene som et skisseprosjekt. Med det så sees det bort i fra prosjektering av knutepunkter og gjennomføringsdetaljer.

Brannprosjektering gjennomføres ikke, men noen krav knyttet til brann er vurdert og sett på.

FEM-Analysen til hallen til Ålesund Badmintonklubb gjennomføres som én global analyse. Forhåndsdimensjonering av enkelte deler av bæresystemet, som fagverket, gjennomføres ikke. Analysen av bæresystem til de generelle konseptene forenkles, og det sees bare på én bue.

Dimensjonering og prosjektering av fundamenter og ringmurer gjennomføres ikke. Geotekniske forhold tas ikke hensyn til.

Bæresystemet dimensjoneres og kontrolleres i brudd- og bruksgrensetilstand. Utmattings- og ulykkesgrensetilstand sees bort i fra.

Hallkonseptene modelleres ikke med hensyn til universell utforming.

1.6 Rapportstruktur

Rapporten er delt inn i følgende hoveddeler:

Del 1 - Innledning - Innledning til rapporten, beskriver bakgrunn for oppgave og problemstilling

Del 2 - Teoretisk Grunnlag - Går gjennom relevant teori, og beskriver lover, regler og krav som setter rammene for oppgaven.

Del 3 - Materialer og Metode - Beskrivelse av metode for gjennomføring, og hvilket fagstoff som brukes i gjennomføringen.

Del 4 - Resultater og Diskusjon - Presentasjon av resultater fra analyse og konseptmodellering. Resultatene diskuteres og drøftes fortløpende.

Del 5 - Konklusjon - Oppsummerer oppgavens resultat, og vurderer opp mot problemstilling.

Bibliografi - Liste av kilder brukt i rapporten.

Vedlegg - Vedlegg.

Del 2 - Teoretisk Grunnlag

2 Teori og Rammer

2.1 Regelverk

Bygge-, anleggs- og eiendomsnæringen har som mange andre bransjer lovverk som danner rammene for aktivitetene i bransjen. Rammene inkluderer også forskriftene som hører til under de aktuelle lovverkene. De mest sentrale juridiske rammene som denne oppgaven går innom er beskrevet i delkapittelene under.

2.1.1 Plan og Bygningsloven

Lov om planlegging og byggesaksbehandling, også kjent som Plan og Bygningsloven (PBL), er den viktigste loven om forvaltning og bruk av arealer i Norge, og gjelder i alle typer virksomheter og byggeprosjekter (Solvik, Falkanger og Reusch, 2024). Formålet ved loven er å fremme bærekraftig utvikling for enkeltpersoner, samfunnet og de framtidige generasjonene (Plan og bygningsloven, 2009, § 1-1).

Fra Plan og Bygningsloven er det utarbeidet en rekke sentrale forskrifter som dekker BAE-næringen. Den mest aktuelle forskriften i forbindelse med gjennomføringen av denne oppgaven er Byggteknisk Forskrift, TEK17.

2.1.2 Byggteknisk forskrift - TEK17

Forskrift om tekniske krav til byggverk, kjent som Byggteknisk Forskrift / TEK17 er en forskrift i PBL som inneholder krav om hvordan tiltak skal planlegges, prosjekteres og gjennomføres. Formålet med kravene er å ivareta hensyn til visuell kvalitet, universell utforming, samt energi, miljø, helse og sikkerhet (Byggteknisk forskrift, 2017, § 1-1). Byggetiltak som skal gjennomføres må godkjennes etter kravene i forskriften (Junker, 2023).

2.1.3 Standarder

Eurokodene er en samling med 10 standarder utarbeidet av CEN, og gir et felles europeisk regelverk til dimensjonering og prosjektering av konstruksjoner. Eurokodene tar for seg prosjekteringsgrunnlag (EN 1990), lastberegninger (EN 1991), design og detaljprosjektering (EN 1992 - EN 1996 og EN 1999), og geoteknisk og seismisk prosjektering (EN 1997 og EN 1998).

I Norge er Eurokodene utgitt av Norsk Standard, med prefiks NS-EN (NS - Norsk standard, EN - Europeisk standard).

TEK17 setter krav til at byggverk skal prosjekteres og utføres med tilfredstillende sikkerhet mot

brudd, tilstrekkelig stivhet og stabilitet for laster (Byggteknisk forskrift, 2017, § 10-2(2)). Prosjektering etter Eurokodene oppfyller disse kravene (Byggteknisk forskrift, 2017, § 10-2(3)). Følgende Eurokoder tas i bruk i gjennomføringen av denne oppgaven (Tabell 1):

Tabell 1: Eurokodene brukt i denne oppgaven

NS-EN	Navn
1990:2002	Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
1991-1-1:2002	Allmenne laster Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger
1991-1-3:2003	Allmenne laster Snølaster
1991-1-4:2005	Allmenne laster Vindlaster
1993-1-1:2005	Stålkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
1995-1-1:2004	Trekonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger

NS-EN 1990:2002 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner har som formål å ”fastsette prinsipper og krav for konstruksjoners sikkerhet, brukbarhet og bestandighet, beskriver grunnlaget for prosjektering og verifikasjon av konstruksjoner, og gir retningslinjer for relaterte forhold når det gjelder konstruksjoners sikkerhet” (Norsk Standard, 2016, s. 9). Den beskriver bl.a. fastsetting av pålitelighetsklasser for konstruksjoner, levetid, lastfaktorer og lastkombinasjoner.

NS-EN 1991-1-1:2002 Allmenne laster Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger har som formål å gi retningslinjer for prosjektering og påvirkninger av konstruksjoner. Den gir oversikt over materialers tyngdetettheter, bygningsdelers egenlast og nyttelaster på bygninger (Norsk Standard, 2019).

NS-EN 1991-1-3:2003 Allmenne laster Snølaster har som formål å ”fastsette verdier for snølaster som skal brukes ved dimensjonering av konstruksjoner...” (Norsk Standard, 2018, s. 6).

NS-EN 1991-1-4:2005 Allmenne laster Vindlaster har som formål å ”fastsette verdier for vindlaster for prosjektering av bygg og anlegg for hvert areal som belastes...” (Norsk Standard, 2005, s. 8).

NS-EN 1993 og NS-EN 1995 gir krav til henholdsvis stål- og trekonstruksjoners kapasitet, brukbarhet, bestandighet og brannmotstand.

2.1.4 Byggforskserien

Byggforskserien er ikke et regelverk eller standard i seg selv, men det er en serie med preaksepterte beskrivelser og løsninger som oppfyller krav i TEK17. Byggforskserien har et særlig fokus på trehusbebyggelse. Byggforskserien er utviklet av SINTEF Byggforsk.

2.2 Badminton - Krav til bane og hall

Badminton er et innendørs ballspill som kan spilles én-mot-én, eller to-mot-to, og spilles på en 13.4 x 6.10m bane. Krav til bane og hall er beskrevet i anleggskrav fra Norges Badmintonforbund

(Norges Badmintonforbund, udatert)

2.2.1 Banemål

Banemålene er beskrevet i anleggskravene fra Norges Badmintonforbund. Anleggskravene beskriver også krav til sikkerhetssoner rundt baner, minimum avstand mellom parallelle baner, avstand fra grunnlinje til vegg bak baner og høyde opp til tak. Disse kravene kan sees i tabell 2.

Tabell 2: Krav til mål på badmintonbane

Krav	Mål
Banebredde	6.10 meter
Banelengde	13.4 meter
Friareal rundt bane	1.25 meter
Min. avstand mellom paralelle baner	1.25 meter (1.0 meter kan godkjennes)
Min. avstand fra grunnlinje til vegg	1.3 meter
Høyde	9 meter (for alle nasjonale turneringer)

2.2.2 Øvrige krav

Utover kravene til banemål beskriver anleggskravene fra Norges Badmintonforbund også krav til (Norges Badmintonforbund, udatert);

Gulv - Flateelastiske golv eller kombigolv med begrenset friksjon og deformasjon i overflaten foretrekkes. Gulvfarge må gi god kontrast til ballen. Festepunkter til nettstolper bør prosjekteres.

Vegger - Bør være ensfarget med matt overflate. Mørk farge foretrekkes. Vinduer mot spilleretningen ønskes ikke, ellers så bør dem kunne blendes av.

Tak - Matt, ikke hvitt.

Belysning - Krever godt lys, og at blinding av blikket unngås. Internasjonalt krav til belysningsstyrke på 750 lux.

Tilskuieranlegg - Begrenset antall faste tilskuerplasser, kan suppleres med mobile tribuner. Ved større arrangementer er 150 - 200 plasser er tilstrekkelig.

Lagringsrom - Enkelt rom til å lagre nettstolper, dommerkrakker, tellekasser og noen stoler. Areal på ca 12 – 15m². Kan kombineres med areal til rengjøringsutstyr, tilsammen 20m²

Lufthastighet fra ventilasjonsanlegg - Plassering av ventiler og lufthastighet er viktig, da badmintonballen kun veier 5g. Lufthastighet ved ballbane bør være max 0.2 m/s.

Oppsummeringen over beskriver kravene kun delvis. Fullstendige krav finnes på <https://www.badminton.no/temasider/anlegg/>

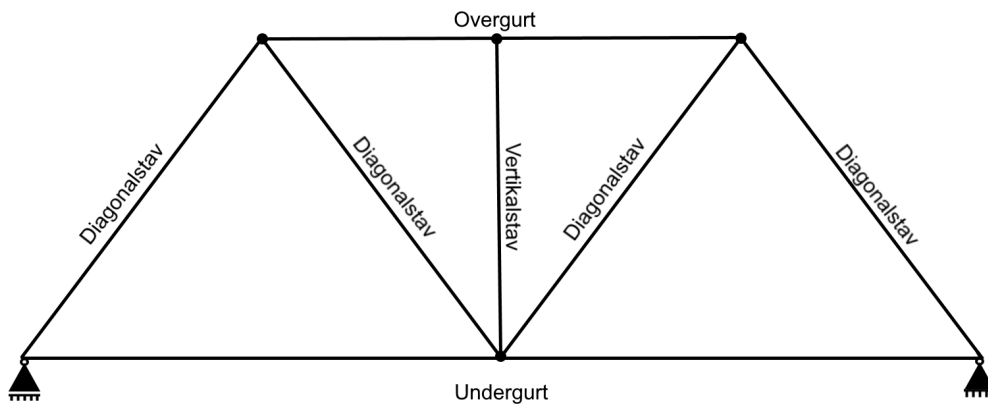
2.3 Bæresystem

Konstruksjoner må prosjekteres for å tåle en rekke krefter. Vertikale laster som snø og egenlast, og horisontale laster som vind utsetter konstruksjonen for store krefter. Konstruksjonen trenger med det et robust bæresystem.

2.3.1 Fagverk

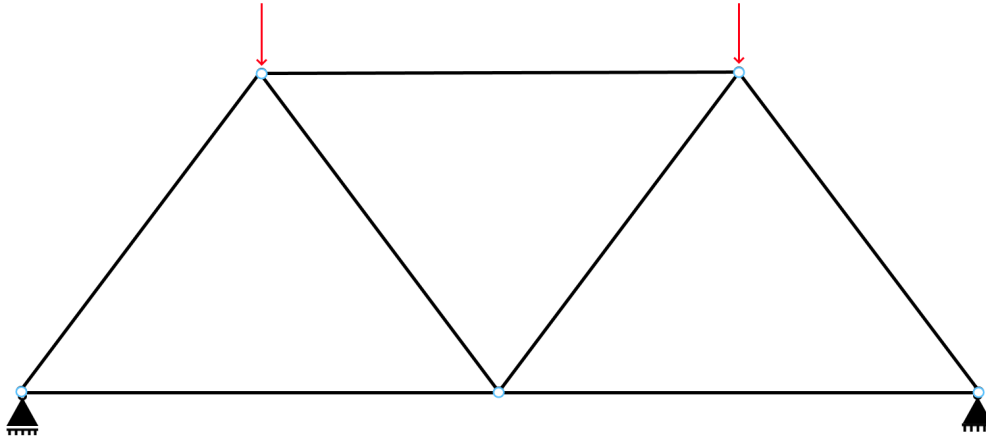
Fagverk er en konstruksjon som egner seg godt til lange spenn. Det ideelle plane fagverket består av leddete staver som kun tar aksialkreftene trykk og strekk, og som kun belastes i knutepunktene mellom staver. Dette betyr at man i det ideelle tilfelle kan se bort i fra bøyemoment og skjærkrefter.

Stavene som utgjør de øvre og nedre elementene i et fagverk kalles henholdsvis over- og undergurt. Disse bindes sammen av diagonal og vertikal staver. I tillegg skiller man mellom hva slags aksialkraft stavene tar. Trykkstaver tar trykkrefter, strekkstaver tar strekk. (Figur 1).

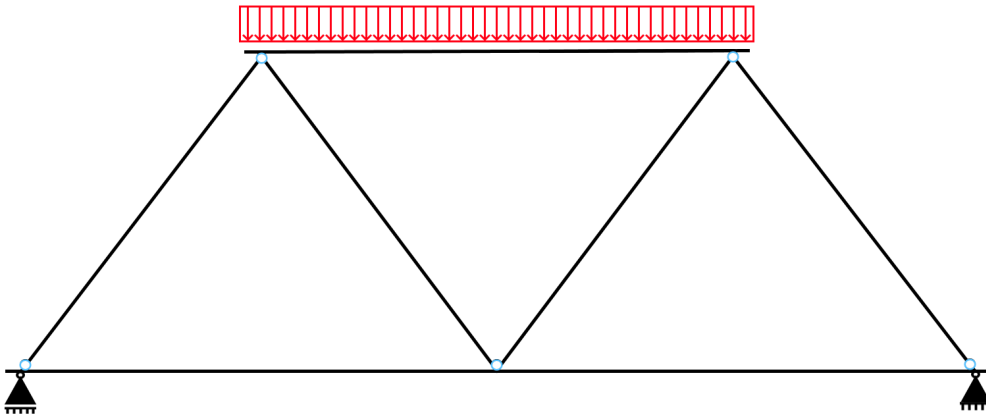


Figur 1: Oppbyggingen av et enkelt fagverk

I praksis vil ingen faktiske fagverk være ideelle (Figur 2). Lastene som fagverk skal ta vil kunne være jevnt fordelte laster, som egenlast og snølast. Samtidig vil man heller ikke kunne oppnå fullt leddete forbindelser mellom stavene, da forbindelsene som regel utføres som sveiste eller boltede forbindelser, eller en kombinasjon av disse (Meccanica, udatert-b). Stavene i et fagverk kan dermed ta opp noe bøyemoment og skjærkrefter (Figur 3). Disse kreftene vil dog bli lave forhold til aksialkreftene (Bell, 2020).



Figur 2: Et ideelt fagverk. Alle knutepunkter er leddete forbindelser. Krefter virker kun i knutepunkt



Figur 3: Et mer reelt fagverk. Over- og undergurten er kontinuerlige. Knutepunktene mellom diagonal-/vertikalstaver og gurtene vil overføre noe bøyemoment og skjær. Krefter kan være jevnt fordelt

Geometrien på fagverket spiller en stor rolle i hvordan kreftene tas opp. For eksempel i et fagverk med parallelle over- og undergurter, vil avstanden mellom disse påvirke hvor stor aksialkraftene i gurtene blir. Trykkraften i overgurten og strekkraften i undergurten danner et momentpar, og lengre avstand mellom dem gir lavere aksialkraft i gurtene.

Fagverk bygges som regel i stål, med det er ikke uvanlig med fagverk bygget i trevirke, eller en kombinasjon av disse. Takstoler som brukes i vanlige trehus, er et enkelt fagverk. Fagverk kan utføres med en rekke utforminger.

2.3.2 Rammer

Rammer er konstruksjoner, som i motsetning til det ideelle fagverket, også tar opp bøyemoment og skjærkrefter. Disse består av bjelkekomponenter med forskjellige retninger satt sammen (Bell,

2020). Rammer kan utføres i både stål, betong og trevirke.

2.3.3 Buer

Buer er bærende konstruksjoner bestående av krumme elementer. Buer bærer i stor grad belastning via trykkrefter (Bell, 2020), og vil dermed utsettes for lite bøyemoment og skjærkrefter. Den gunstigste geometriske formen er den formen som gir rent trykk gjennom buen, trykkbuen (Crocetti mfl., 2015).

Buer kan utføres som både to- og tre-ledds buer, med ledd i opplagere og eventuelt i midtpunktet på toppen av buen (Figur 4). De kan også utføres uleddet med fast innspente opplagere.



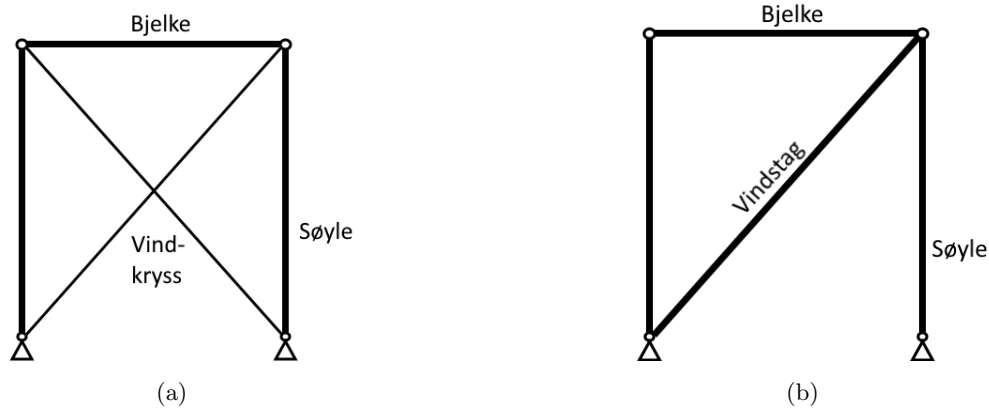
Figur 4: Tre-ledd bue (a) og to-ledd (b)

2.3.4 Avstiving

Avhengig av hvordan knutepunkter i bæresystemet er modellert, kan vindlaster medføre et behov for å stabilisere konstruksjoner i horisontalretninger. Dette kan løses med enten vindkryss eller vindstag.

Et vindkryss stabiliserer en ramme mot horisontale krefter ved hjelp av to diagonale stag (ofte i stål) som binder hjørnene av rammen sammen (figur 5a). Ved horisontal belastning i samme plan som avstivingen vil ett av stagene bli utsatt for strekk, og det andre staget trykk. Siden et av disse stagene alltid vil stå i strekk, kan disse stagene utføres i relativt slanke tverrsnitt. Faren for knekking i trykkstaget ivaretas ved at strekkstaget tar belastningen.

Et vindstag stabiliserer en ramme mot horisontale krefter ved hjelp av kun ett diagonalt stag (figur 5b). Dette medfører at staget kan utsettes for både trykk og strekk. Siden slanke elementer i trykk er utsatt for knekking, blir dette ofte dimensjonerende for staget.



Figur 5: Vindkryss (a) og vindstag(b)

2.3.5 Korrugerte plater

Korrugerte plater er selvbærende plater av stål som ofte brukes som en del av lettak løsninger. De kan prosjekteres som en avstivende skive, og kan hjelpe en konstruksjon med å ta noe av de horisontale lastene den er utsatt for (Ruukki, udatert-c).

2.4 Stål

Konstruksjonsstål er en metallegering bestående av jern og en liten prosentandel karbon og andre legeringselementer (Larsen, 2020). Stål er i dag et mye brukt konstruksjonsmateriale, og som på grunn av sin høye styrke i forhold til vekt, egner seg godt til slanke, lette konstruksjoner.

Stålelementer til konstruksjoner kan produseres som en rekke forskjellige tverrsnittstyper. H-profiler (HE-A, HE-B), I-profiler (IPE) og hule sirkulære/rektangulære tverrsnitt er eksempler. Disse vil ha ulike egenskaper som gjør dem egnet i forskjellige situasjoner. H- og I-profiler har for eksempel en høyere stivhet om en av sine akser, dens sterke akse. Denne høyere stivheten kommer av at dets andre arealmoment om den sterke akse, I_y , er høyere enn om den svake akse, I_z .

Det andre arealmomentet sier noe om hvordan arealet i et tverrsnitt er fordelt i forhold til en referanselinje gjennom tverrsnittet (Meccanica, udatert-a).

Dimensjoneringsregler for stål konstruksjoner er beskrevet i Eurokode NS-EN 1993 Prosjektering av Stålkonstruksjoner (Norsk Standard, 2015).

2.4.1 Kapasitet

Konstruksjonsstål betegnes på formen S xxx, hvor tallet xxx beskriver stålsortens flytespenning. Stålsorten S355 har en flytespenning på $f_y = 355\text{MPa}$ (Larsen, 2020). Flytespenning angir den spenningen der videre økning i spenning gir permanente deformasjoner i stålet (flytgrensen).

Spenningsområdet før flytgrensen kalles det elastiske området. Deformasjoner som følge av spenninger under flytegrensen vil trekke seg tilbake når spenningen avtar. Spenningsområdet etter flytgrensen kalles det plastiske området. Deformasjoner som følge av spenninger over flytegrensen er permanente, og vil forbli når spenningen avtar.

2.4.2 Bruddformer

Stålkonstruksjoner er utsatt for en rekke bruddformer. Eksempler på slike bruddformer er:

Overskridelse av tverrsnittskapasitet NS-EN 1993-1-1 kapittel 6.2 - Overskridelse av tillatte spenninger utover tverrsnittskapasitet som følge av aksial-, skjær-, moment- og torsjonskrefter, eller kombinasjoner av disse

Spenningene i et ståltverrsnitt dimensjoneres som oftest etter følgende kapasitetskriterium, elastisk kapasitet (Larsen, 2020):

$$f_d \leq \frac{f_y}{\gamma_M} \quad (1)$$

hvor f_d er største opptredende spenning i tverrsnittet, f_y er stålets flytespenning, og γ_M er materialfaktoren på stål (i de fleste tilfeller lik 1.05 i henhold til NS-EN 1993-1-1 NA.6.1).

Stålelementer har kapasitet over denne elastiske grensen. For eksempel, i en komponent utsatt for bøyning, er ikke spenningene jevnt fordelt over hele tverrsnittet som ved rene aksialkrefter. Spenningene er størst i de ytterste fibre av tverrsnittet. Når disse fiberene overskrider flytekapasitet, vil fibre nærmere tverrsnittets nøytralakse fortsatt kan være under den elastiske grensen. Dette er en ekstra kapasitet som i tilfeller kan brukes, og kalles plastisk kapasitet.

Stabilitet NS-EN 1993-1-1 kapittel 6.3 - Knekking og Vipping. Stålelementer er ofte lange, slanke elementer, og er med det utsatt for knekking som følge av trykkrefter (NS-EN 1993-1-1 6.3.1), eller vipping som følge av bøyemoment som gir lokal knekking i trykksone av tverrsnittet (NS-EN 1993-1-1 6.3.2). Knekking kan også skje som følge av interaksjon mellom aksialkrefter og momenter (NS-EN 1993-1-1 6.3.3).

2.4.3 Videre om knekking

Gjennom mekanikken introduseres Euler-Knekking som en veldig idealisert betraktning av knekking av søyler. Eulerknekking er gitt ved formelen:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 * EI}{(l_k * L^2)} \quad (2)$$

hvor N_{cr} er knekklasten, E er E-modulen til konstruksjonsmaterialet (for stål er $E = 210000MPa$), I er arealmomentet om akselen knekkingen kontrolleres for, l_k er knekk lengden og L er lengden på søylen. Fra ligning 2 kan man se at spesielt lengden på en trykkutsatt stav spiller en stor rolle for

hvor stor N_{cr} blir. Hvis lengden på en søyle doubles, reduseres trykkapasiteten mot knekking med en faktor på 4.

Euler-knekkning brukes ikke til kontroll av stålelementet i eurokodene. Til dette er euler-knekkningen altfor idealisert, tar blant annet ikke høyde for ting som formfeil i elementet, og euler-knekkningen er med det et langt mindre konservativt vurdering av knekkkapasiteten til et element enn metoden for kontroll mot knekking beskrevet i NS-EN 1993-1-1 6.3.1.

2.5 Limtre

Limtre er et byggemateriale bestående av fingerskjøtte lameller av trevirke, og kan produseres og formes i en rekke former og størrelser. Limtre har en stor miljømessig fordel i at treverket det er lagd ut av, er et fornybart materiale. Limtre har også gode egenskaper når det kommer til styrke og stivhet, og har større styrke i forhold til vekt enn stål (Crocetti mfl., 2015). Limtre er et biologisk materiale, og er med det følsom for effekter som stål ikke er. Fuktighet kan påvirke styrke og stivheten til en limtrekonstruksjon. Limtre har også lavere styrke ved belastning over lengere tid. (Crocetti mfl., 2015).

Dimensjoneringsregler for limtre dekkes av NS-EN 1995 Prosjektering av Trekonstruksjoner (Norsk Standard, 2024).

Det finnes to hovedtyper limtre; homogent limtre og kombinert limtre. I homogent limtre er alle lamellene bygd opp av tre i samme styrkeklasse. I kombinert limtre er de ytterste lamellene av sterkere trevirke, med svakere trevirke mot midten. På denne måten får man mer effektivt utnyttet styrken i treverket (Crocetti mfl., 2015).

Fasthetsklassene til limtre betegnes på formen GL xxc (kombinert) eller GL xxh (homogent). Tallet xx angir bøyefastheten til materialet. GL32H er for eksempel et homogent limtre med bøyefasthet på 32MPa.

2.5.1 Bruddformer

Limtre er utsatt for brudd som følge av krefter og stabilitet på samme måte som stål. En annen bruddform i limtre er tverrstrekk, som følge av strekk på tvers av fiberretningen i treverket (Crocetti mfl., 2015). Treverket i lamellene er bygd opp av mange små langsgående fibre, og det er i denne retningen treverket er sterkest. Strekk vinkelrett på denne retningen er en bruddform som må kontrolleres i henhold til NS-EN 1995-1-1 6.4.3.

2.6 Grunnlag for prosjektering og dimensjonering

2.6.1 Partialfaktormetoden

Partialfaktormetoden er et dimensjoneringsprinsipp for konstruksjonssikkerhet som er angitt av NS-EN 1990:2002. Prinsippet går ut på at de sikkerhetsfaktorene som brukes i beregninger, er

fordelt på både lastene som virker på konstruksjon, og materialfastheten i konstruksjonselementene (Rørvik og Årskog, 2010).

Tabell 3: Partialfaktorene (Rørvik og Årskog, 2010, s. 15)

Faktor	Symbol	Beskrivelse
Lastfaktor	γ	Sikkerhetsfaktor for laster
Materialfaktor	γ_M	Sikkerhetsfaktor for materialfasthet

Sikkerhetsfaktorene baserer seg på usikkerhetsmomenter knyttet til bestemmelse og måling av laster og fasthet (Rørvik og Årskog, 2010).

Materialfaktorene kommer fra usikkerheter knyttet til innmåling av materialfastheten, tverrsnittsgeometri, beregningsmetoder og utførelse av byggearbeidet (Rørvik og Årskog, 2010, s. 14). Materialfaktorene vil variere mellom forskjellige materialer, og for eksempel så har stål en lavere materialfaktor enn betong. Denne forskjellen kommer blant annet fra at stålelementer er maskinelt produserte elementer, mens betong ofte støpes på byggeplass. Det vil være en større usikkerhet i egenskapene til en plasstøpt betongsøyle enn en valset HEA profil.

Lastfaktorene tar høyde for uforutsette laster som overskrider den lasten som normalt virker på en konstruksjon, den karakteristiske lasten. Her skilles det mellom permanente og variable laster. Permanente laster vil kunne fastsettes med en større sikkerhet enn de variable, og de permanente lastene vil dermed få en lavere lastfaktor (Rørvik og Årskog, 2010, s. 18).

Bestemmelse av disse faktorene beskrives nærmere i kapittel 2.7 Lastberegning.

2.6.2 Pålitelighetsklasse

I henhold til NS-EN 1990:2002+NA.A1(901) settes pålitelighetsklassen til hallene som skal prosjekteres til klasse CC/RC 3, sportshaller.

2.6.3 Levetid

Dimensjonerende levetid er 100år.

2.7 Lastberegning

Konstruksjoner utsettes for en rekke laster gjennom levetiden. Fra de permanente egenlastene som virker til en hver tid, til de variable nytte-, snø- og vindlastene som varierer med tid. Disse lastene kan opptre i en rekke kombinasjoner, og konstruksjoner må prosjekteres og dimensjoneres for å motstå de mest ugunstige av disse. Størrelsene på disse lastene, lasttilfellene de opptrer i og hvordan disse kombineres angis av Eurokodene, og er beskrevet i delkapittelene under.

Denne oppgaven tar for seg dimensjonering i brudd- og bruksgrensetilstand.

2.7.1 Grensetilstander

De dimensjonerende lastene som en konstruksjon dimensjoneres etter, defineres ut fra grensetilstander. Disse grensetilstandene er hver for seg et dimensjoneringskriterie en konstruksjon må oppfylle. Hvordan konstruksjonen håndterer laster må dermed vurderes ut i fra flere kriterier (Norsk Standard, 2016). De dimensjonerende lastene vil være de kombinasjoner av laster som er mest ugunstig for konstruksjonen.

Eurokode NS-EN 1990:2002 angir to tilstander; Bruddgrensetilstand og bruksgrensetilstand.

Bruddgrensetilstand

Ved dimensjonering av konstruksjonsdeler (STR) i bruddgrensetilstand skal sikkerheten mot brudd og store deformasjoner iveretast (Norsk Standard, 2016).

Dimensjonerende lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand bestemmes ut i fra NS-EN 1990:2002, tabell NA.A1.2(B), ligning 6.10a og 6.10b, hvor;

$G_{kj,sup}$ og $G_{kj,inf}$ er karakteristisk verdi for henholdsvis ugunstig og gunstig permanent last, $Q_{k,1}$ er karakteristisk verdi for dominerende variabel last, $Q_{k,i}$ er karakteristisk verdi for ikke-dominerende variabel last,

$$\gamma_{Gj,sup} = 1.35 \text{ (Partialfaktor for ugunstig, permanent last)}$$

$$\gamma_{Gj,inf} = 1.00 \text{ (Partialfaktor for gunstig, permanent last)}$$

$$\gamma_{Q,1} = 1.50 \text{ (Partialfaktor for ugunstig, dominerende variabel last, settes lik 0 hvis gunstig)}$$

$$\gamma_{Q,i} = 1.50 \text{ (Partialfaktor for ugunstig, ikke-dominerende variabel last, settes lik 0 hvis gunstig)}$$

$$\xi = 0.89$$

Dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		Dominerende variabel last	Ikke-dominerende variable laster	
	Ugunstig	Gunstig	Last	Hovedlast	Andre laster
Ligning 6.10a	$\gamma_{Gj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}$	-	$\gamma_{Q,1} * \psi_{0,1}$	$\gamma_{Q,i} * \psi_{0,i}$
Ligning 6.10a	$\xi * \gamma_{Gj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}$	$\gamma_{Q,1}$		$\gamma_{Q,i} * \psi_{0,i}$

Tabell 4: Lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand, 6.10a og 6.10b i NS-EN 1990 (Norsk Standard, 2016)

Dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		Dominerende variabel last	Ikke-dominerende variable laster	
	Ugunstig	Gunstig	Last	Hovedlast	Andre laster
Ligning 6.10a	1.35	1.0	-	$1.5 * \psi_{0,1}$	$1.5 * \psi_{0,i}$
Ligning 6.10a	1.20	1.0	1.5		$1.5 * \psi_{0,i}$

Tabell 5: Lastfaktorer i bruddgrensetilstand, med partialfaktorer innsatt

Kombinasjonsfaktorene $\psi_{0,1}$ og $\psi_{0,i}$ kan bestemmes etter tabell NA.A1.1 i NS-EN 1990:2002.

Tabell NA.A1.2(B) deler lastkombinasjonene i bruddgrensetilstand inn i to ligninger, hvor ligning 6.10a vektlegger de permanente lastene, og 6.10b vektlegger de variable lastene.

Bruksgrensetilstand

Ved dimensjonering i bruksgrensetilstand skal hensyn til konstruksjonens funksjonsdyktighet (motstand mot deformasjoner), menneskets komfort og konstruksjonens utseende iveretas (Norsk Standard, 2016).

Dimensjonerende lastkombinasjoner i bruksgrensetilstand bestemmes ut i fra NS-EN 1990:2002, tabell A1.4. I tillegg A1.4.1 i NS-EN 1990 anbefales det at partialfaktorene settes lik 1.0 i bruksgrensetilstander. Kombinasjonsfaktorene $\psi_{0,1}$ og $\psi_{0,i}$ kan også her bestemmes etter tabell NA.A1.1 i NS-EN 1990:2002.

Tabell NA.A1(904) i NS-EN 1990 beskriver brukbarhetskriteriene som gjelder for bruksgrensetilstanden. Eurokoden stiller forskjellige krav, avhengig av hvilken lastkombinasjon som vurderes. I karakteristiske kombinasjoner, der nedbøyning medfører skader på konstruksjonen, og i ofte forekommende kombinasjoner, der det stilles nedbøyningskrav på grunn av bruk eller utstyr, fastsettes nedbøyningskravet etter prosjektets behov. I tilnærmet permanent kombinasjoner, hvor hensynet til normale brukskrav og estetikk skal ivaretas, anbefaller eurokoden at største tillatte nedbøyning settes i intervallet $L/200 - L/250$, hvor L er lengden på det elementet som kontrolleres.

Kombinasjon	Permanente laster		Variable laster	
	Ugunstig	Gunstig	Dominerende last	Andre laster
Karakteristisk	1.0	1.0	1.0	$\psi_{0,i}$
Ofte Forekommende	1.0	1.0	$\psi_{1,1}$	$\psi_{2,i}$
Tilnærmet Permanent	1.0	1.0	$\psi_{2,1}$	$\psi_{2,i}$

Tabell 6: Lastfaktorer i bruksgrensetilstand innsatt partialfaktorer (Norsk Standard, 2016, tabell A1.4)

2.7.2 Egenvekter og nyttelaster

Egenvekter er vekten av bygningsdelene en konstruksjon består av. Dette omfavner både selve bærekonstruksjonen, men også andre bygningsdeler som takteking, skillevegger, veggkledning etc (Norsk Standard, 2019). Egenvektene beregnes på konstruksjonen som jevnt fordelte, permanente laster. Tyngetettheter kan bestemmes etter NS-EN 1991-1-1 Tabell A.1. Tyngdetettheter til materialer kan også finnes i Byggforskserien til SINTEF Byggforsk (Spesielt tyngdetettheter til materialer som brukes i trehusbygging, som tettheten til isolasjon (både løs og fast)).

Nyttelaster er laster som kommer fra ”vanlig bruk” av konstruksjonen. Typiske nyttelaster kan være tyngden av mennesker, flyttbart inventar, maskiner, kjøretøyer etc. (Norsk Standard, 2019). Nyttelastene fastsettes avhengig av brukskategorier. Brukskategoriene bestemmes ut fra Tabell NA 6.1, og nyttelastene fastsettes med tabell NA.6.2 i NS-EN 1991-1-1. Nyttelastene kan være både

individuelle punktlaster, eller jevnt fordelte laster.

2.7.3 Snølaster

Snølaster som virker på konstruksjoner bestemmes fra NS-EN 1991-1-3:2003. Beregningen av snølaster tar i utgangspunktet hensyn til to faktorer som er av betydning for snølasten på et tak; karakteristisk snølast på mark og takets geometri (Rørvik og Årskog, 2010).

Snølasten på tak bestemmes fra ligning 5.1 i NS-EN 1991-1-3.

$$S = \mu * C_t * C_e * S_k \quad (3)$$

hvor μ er formfaktoren på taket, C_t er den termiske koeffisienten, C_e er eksponeringskoeffisienten og S_k er karakteristisk snølast på mark på byggestedet (Rørvik og Årskog, 2010).

Faktorene C_t og C_e tar hensyn til henholdsvis varmegjennomgang i taket, og at sterk vind kan redusere mengden snø på taket (Rørvik og Årskog, 2010). C_t bestemmes fra NS-EN 1991-1-3, kapittel 5.2 avsnitt 8. C_e bestemmes fra NS-EN 1991-1-3, tabell 5.1.

Avhengig av utformingen på taket, kan det måtte vurderes flere lasttilfeller av snølast.

2.7.4 Vindlaster

Vindlaster som virker på konstruksjoner bestemmes fra NS-EN 1991-1-4:2003. Beregningen av vindlaster tar utgangspunkt i den største vindhastigheten som i snitt forekommer i en periode på 50 år (Rørvik og Årskog, 2010). Denne referansevindhastigheten vil avhenge av kommunen vindlasten dimensjoneres for.

Beregningene av vindlaster tar hensyn til en rekke faktorer. Faktorer som høyde, omkringliggende terreng, årstid og dominerende vindretning vil kunne påvirke størrelsen på vindhastighetstrykket. Beregning av vindlasten, fra referansevindhastigheten, og frem til vindhastighetstrykket q_p beskrives i NS-EN 1991-1-4 kapittel 4.

Vindlastene virker på de utvendige flatene. Vinden vil med det belaste konstruksjonen med trykk og undertrykk/sug, både på utsiden og innsiden av vegger og tak. Hvor på de utvendige flatene det oppstår trykk og hvor det oppstår sug avhenger av hvor vinden blåser fra, og formen på bygget.

Vindlasten w_e , som virker på en flate, bestemmes fra ligning 5.1 i NS-EN 1991-1-4.

$$w_e = q_p * c_{pe}, \quad (4)$$

hvor q_p er vindkasthastighetstrykket, og c_{pe} er formfaktoren for den aktuelle flaten.

Vegger og tak deles inn i flere soner, avhengig av hvor vinden blåser fra. Disse sonene vil ha egne formfaktorer c_{pe} . Soneinndelingen og formfaktorene bestemmes etter anvisninger i NS-EN 1991-1-4,

kapittel 7.

2.8 Brann

Sikkerhet mot brudd i konstruksjon er ikke den eneste faren som må vurderes i prosjekteringen av et bygg. Faren for brann utgjør en stor risiko for både menneskelig liv og helse, materiell og bygningsmasse, og er et aspekt som må tas hensyn til. Fra materialvalg, til rømningsveier og til spredningsfare, så stilles det en rekke krav som må overveies i prosjekteringen for at et bygg skal kunne ansees som trygt for menneskelig opphold.

Kravene for sikkerhet mot brann beskrives i TEK 17, kapittel 11 *Sikkerhet ved brann*.

Av hensyn til omfang vil ikke denne oppgaven gå fullt inn i brannprosjekteringen av konstruksjonene som oppgaven berører, men krav som vurderes som relevante vil belyses i delkapittelene under.

2.8.1 Risikoklasse

Fastsettelse av risikoklasse vurderes ut fra risikoen brann kan ha for liv og helse, og beskrives i TEK 17 § 11-2. Risikoklasse fastsettes for hele eller deler av bygget, og skal ligge til grunn når prosjekteringen gjennomføres for å sikre rømning og redning ved brann (Byggteknisk forskrift, 2017, § 11-2).

Konstruksjonene som skal prosjekteres i denne oppgaven er idrettshaller. Ut fra TEK17 veiledningene til Direktoratet for byggkvalitet (§ 11-2) fastsettes risikoklassen til **klasse 5** (Direktoratet for byggkvalitet, 2017).

2.8.2 Brannklasse

Fastsettelse av brannklasse vurderes ut fra konsekvensen brann kan ha for liv og helse, og beskrives i TEK 17 § 11-3. Brannklasse skal ligge til grunn når prosjekteringen gjennomføres for å sikre bæreevnen til byggverket ved brann (Byggteknisk forskrift, 2017, § 11-2). Konsekvensen av brann vurderes fra flere faktorer. Det kan være bruken av bygget (risikoklasse), antall personer i bygget, planløsning, brannenergi etc (Direktoratet for byggkvalitet, 2017).

Fra TEK17 veiledningene til Direktoratet for byggkvalitet (§ 11-3, tabell 1) fastsettes brannklasse ut fra risikoklasse og antall etasjer i konstruksjonen.

2.8.3 Kort om bæreevne og Stabilitet

(Av hensyn til omfang, vil ikke oppgaven ta for seg branndimensjonering av bæresystem, men kravene vurderes som viktige å belyse mtp. videre prosjektering av hallene)

Kravene til bæreevne, og hvorvidt preaksepterte løsninger kan brukes, avhenger av fastsatt brannklasse. For brannklasse 1 og 2 skal bæresystem dimensjoneres for å beholde tilstrekkelig bæreevne

i minimum den tiden det tar for redde ut personer og dyr i/på bygget (Byggteknisk forskrift, 2017, § 11-4 (3)). For brannklasse 3 og 4 skal bæresystem dimensjoneres for å beholde bæreevne gjennom hele brannforløpet (Byggteknisk forskrift, 2017, § 11-4 (4)).

2.8.4 Spredning mellom byggverk

Spredning mellom byggverk beskrives i TEK17 § 11-6. Veilederen til TEK17 beskriver to hovedmetoder for å forebygge spredning av brann mellom bygg; ha tilstrekkelig avstand mellom byggverkene slik at varmemestråling og brennende bygningsdeler ikke sprer brann til nabobygg, eller å benytte brannskillende bygningsdeler med høy brannmotstand som forhindrer spredning (Direktoratet for byggkvalitet, 2017).

I byggverk høyere enn 9 meter, og nærmere enn 8 meter, må bygningene prosjekteres med brannvegger, som skal forhindre spredning gjennom et helt brannforløp (Direktoratet for byggkvalitet, 2017).

2.8.5 Rømningsveier

Kravene forbundet med rømning (inkludert rømningstid og rømningsvei) er beskrevet i TEK17 § 11-11 til § 11-14.

TEK 17 stiller krav til at bygninger ”...prosjekteres og utføres for rask og sikker rømning” (Byggteknisk forskrift, 2017, § 11-11), og at tilgjengelig rømningstid skal være større en nødvendig rømningstid. Utformingen skal være tilrettelagt slik at rømning og redning skjer på en rask og effektiv måte. Rømningsveier skal være oversiktlig, og skilt, symboler og tekst som viser rømningsveier og sikkerhetsutstyr skal være synlig selv under brann- eller røykutvikling (Byggteknisk forskrift, 2017, § 11-11).

Avhengig av risikoklasse, stilles det ekstra krav til utforming. Dette gjelder blant annet krav om automatisk brannslukningsutstyr, bredde på rømningsveier og dører.

2.9 Bærekraft

Bærekraft er et begrep som i dag er mye brukt, og er ofte sett i forbindelse med FNs 17 bærekraftsmål. Som en definisjon kan ”...utvikling som tilfredsstiller behovene til menneskene som lever nå, uten å ødelegge fremtidige generasjoners muligheter...” brukes til å beskrive hva bærekraft er (Tjernshaugen, 2023).

Bergrepet bærekraft kan også defineres som ”utvikling og aktivitet som kan opprettholdes over tid” (Tjernshaugen, 2023). Denne definisjonen er mer aktuell for lokale idrettslag. Det å ha en drift og et grunnlag for å drive med sine aktiviteter gjennom generasjoner.

Gjennom idretten kan det jobbes med bærekraft. Norges idrettsforbund beskriver inkluderende idrett, sunn idrett og en grønn idrett som arbeidsområder hvor idretten kan bidra positivt til

bærekraftens tre dimensjoner; klima og miljø, økonomisk bærekraft og sosial bærekraft (Norges Idrettsforbund, udatert).

2.10 Energi og Miljø

2.10.1 Energi - Energikrav fra TEK17

Oppvarmede bygninger vil ha et energibehov. Krav til energibruk er beskrevet i TEK17 kapittel 14. TEK17 § 14-1 beskriver de generelle kravene, og stiller krav til at bygninger prosjekteres og utføres slik at byggets energiforbruk er forsvarlig. Energikravene som stilles gjelder for bygningens oppvarmede areal (Byggteknisk forskrift, 2017, § 14-1).

TEK17 § 14-2 setter et øvre tak på energiforbruket til idrettsbygninger på 145kWh per kvadratmeter oppvarmet areal, per år. Videre stiller TEK17 § 14-3 minimumskrav på U-Verdier til til alle bygninger (untatt bolig og fritidsbolig) (tabell 7).

Tabell 7: Krav til U-Verdier (Byggteknisk forskrift, 2017, § 14-3, tabell *Minimumsnivå*)

Bygningsdel	U-Verdi krav
Yttervegg	$0.22W/(m^2K)$
Tak	$0.18W/(m^2K)$
Gulv mot grunn/det fri	$0.18W/(m^2K)$
Vindu og dør	$1.2W/(m^2K)$

2.10.2 Miljø

Miljøpåvirkningene til materialer som brukes til bygging er i dag nøye vurdert og dokumentert. Som grunnlag for denne dokumentasjonen ligger det livsløpsanalyser, LCA. Disse analysene ser på og vurderer miljøpåvirkninger i hele livsløpet til et materiale, fra produksjonsfase, gjennom bygging og bruk, og til slutt demontering, resirkulering og avfallshåndtering (tabell 10). Produktenes miljøpåvirkninger deklarerer gjennom miljødeklarasjoner, EPD (environmental product declaration). Som grunnlag for denne deklarasjonen skal det ligge en LCA som er godkjent av en tredjepart (lca.no, udatert).

Tabell 8: Nummerering av livsløpsfasene til et materiale (SINTEF, 2015)

Fase	Nummerering
Produksjonsfase	A1 - A3
Byggefase	A4 - A5
Bruksfase	B1 - B7
Avhending	C1 - C4

2.11 Økonomi

2.11.1 Finansiering - Spillemidler

Spillemidlene er overskuddet til spillene fra Norsk Tipping. En stor del av disse midlene går til idretten (ca. 3,4 milliarder av totalt 6,5 milliarder (Norsk Tipping, 2024)). Fra spillemidlene kan det søkes om tilskudd til en rekke aktiviteter knyttet til idrettsanleggene, som bygging av helt nye anlegg, eller kjøp, rehabilitering, ombygging og/eller universell utforming av gamle eksisterende anlegg.

Det stilles vilkår til å få spillemidler til idrettsanlegg innvilget. Vilkårene er beskrevet i *Bestemmelser om tilskudd til anlegg for idrett og fysisk aktivitet - 2023* kapittel 2.4 *Vilkår for tilskudd*, fra Kultur og Likestillingsdepartementet. Blant vilkårene som kreves oppfylt finner man blant annet (Kultur og Likestillingsdepartementet, 2024);

- Eierskap til anlegget
- Utforming og funksjonalitet
- Universell utforming
- Rett til bruk av grunn

Som en hovedregel er det 1/3 av de totale kostnadene som kan gis tilskudd til (Ålesund Kommune, 2024). Unntak fra denne regelen er idrettsanlegg. Konkrete beskrivelser over hva som kan søkes tilskudd til (for idrettshaller), og hvor stort tilskudd man kan få er beskrevet i kapittel 2.6 *Anlegg det kan søkes om tilskudd til* (Kultur og Likestillingsdepartementet, 2024).

Maks tilskudd som er tilgjengelig for aktivitetssaler kan sees i tabell 9.

Størrelse	Takhøyde min.	Maks. tilskudd
min. 100 m ²	4 m	kr 500 000
min. 150 m ²	4 m	kr 700 000
min. 250 m ²	4 m	kr 1 200 000
min. 350 m ²	4 m	kr 1 700 000
min. 500 m ²	4 m	kr 2 400 000

Tabell 9: Maks tilskudd tilgjengelig for aktivitetssaler, avhengig av størrelse (Kultur og Likestillingsdepartementet, 2024)

2.12 Programvare

Følgende programvare er tatt i bruk i gjennomføringen av denne oppgaven. Disse beskrives kort i delkapittelene under.

2.12.1 Revit

Revit er et 3D tegning- og modelleringsprogram som er mye brukt i BAE bransjen. Revit gjør det mulig å modellere store, detaljerte BIM modeller. Fra disse modellene kan det hentes ut snitt- og plantegninger, samt 3D modeller til visualisering. Revit hjelper med å effektivisere prosjektstyringen, og forener tverrfaglige prosjektteam (Autodesk, 2024).

Tegningsmodellene som utvikles i denne oppgaven, samt alle snitt- og plantegninger, modelleres og tegnes i Revit.

2.12.2 FEM-Design

FEM-Design er et analyseprogram brukt i styrkeberegningen av konstruksjoner. I FEM-Design kan statikken til en konstruksjon, global stabilitet og konstruksjonselementer av stål, betong, trevirke og mer beregnes, dimensjoneres og kontrolleres etter Eurokodene (Strusoft, 2024a).

Beregningene i FEM-Design baserer seg på *elementmetoden* (engelsk: *Finite Element Method*).

2.12.3 Mathcad Prime

Mathcad Prime er et beregningsprogram til utforming, strukturering og dokumentering av matematiske beregninger.

2.12.4 Autocad

Autocad er et 2D tegningsprogram. Autocad egnest seg godt til detaljtegninger. Autocad-tegninger kan også importeres inn i flere andre programmer. Kart som importeres inn i Revit kan være basert på Autocad tegninger. Tegninger av tverrsnitt kan importeres til FEM-Design og defineres som tverrsnitt som kan brukes i beregninger.

2.12.5 Rhino og Grasshopper

Rhino og Grasshopper ble mye brukt i praksisgjennomføringen nevnt tidligere i rapporten. I Praxisrapporten skrevet i den forbindelsen skrev jeg følgende om Rhino og Grasshopper (Danielsen, 2023, s. 6).

Rhino er kraftig 3D modelleringsprogram utviklet av Robert McNeel & Associates. Programmet er ikke spesiallaget for byggebransjen, og manuell modellering av bygg og konstruksjoner er ikke bedre med Rhino enn det er med Revit eller Tekla. Styrken til Rhino, da med tanke på byggebransjen, kommer med Grasshopper.

Grasshopper er et grafisk algoritmeredigeringsverktøy/visuelt programmeringsspråk (VPL) som er inkludert i Rhino (Robert McNeel & Associates, 2023). I standard Grasshopper har man koble sammen en rekke forhåndsdefinerte funksjoner (komponenter) i et redigeringsvindu kalt 'canvas'. Slik kan Rhino programmeres sånn at geometri genereres etter parametriske modeller eller generative algoritmer. Dataanalyse er også en mulighet, med visualisering av dataene i Rhino (Hosseini, 2023).

2.12.6 Dynamo

Dynamo er et open-source visuelt programmeringsspråk tilgjengelig i en rekke av Autodesk sine programmer, inkludert Revit. I likhet med Grasshopper, muliggjør Dynamo parametrisk modelle-ring. I Revit har Dynamo tilgang til Revit APIet, og man kan med det enkelt programmere scripts til bruk i Revit.

2.12.7 Ove Sletten

Ove Sletten en er serie beregningsprogrammer utgitt av Focus Software. OS programmet som er bruk i denne oppgaven er Lastberegning 2021.

Lastberegning 2021 tar for seg beregning av vind og snølast. Beregningene utføres etter anvisningene i eurokodene, og tar utgangspunkt i flere referansedata som karakteristisk snølast, referanse-vindhastigheter, byggekommune etc.

2.12.8 Twinmotion

Twinmotion er et 3D visualiseringsprogram som kan brukes til å lage fotorealistiske visualiseringer av BIM modeller. Med twinmotion kan man blant annet plassere ut modeller av mennesker som bruker bygget, tilpasse overflater med materialer fra et stort bibliotek og modellere grøntareal i områdene rundt bygget. Visualiseringene kan være enkle stillbilder, videoklipp, eller VR-visninger av bygget. Visualisering er et nyttig verktøy til samhandlingen i byggeprosjekter.

2.12.9 Dimensjoneringsverktøy fra Ruukki

Produsent Ruukki har en rekke egne beregningsverktøy for beregning av styrke og stivhet på de produktene de leverer.

Tray-Pan

Brukes til dimensjonering og kontroll av sandwichelementer (veggelementer).

Poimu

Brukes til dimensjonering og kontroll av korrugerte stålplateelementer (TRP-Plater).

2.13 Parametrisk Design og modellering

Parametrisk design/modellering er en prosjekteringsform hvor deler eller hele modellgeometrien defineres ved hjelp av programerte algoritmer og matematiske formler. Begrepet parametrisk design/modellering kommer fra at modellene er programmert med foranderlige parametre, slik at modellene enkelt kan endres på. Parametrisk design/modellering egner spesielt godt i tidligfase prosjekter, hvor flere forskjellige alternativer kan vurderes raskt (Node Rådgivende Ingeniør, udatert).

3 Tidligere Arbeid

Som nevnt tidligere, har jeg vært gjennom sommerjobb og praksis hos Multiconsult M&R, og noe av resultatene etter disse to periodene er tatt i bruk i gjennomføringen av denne oppgaven.

Hovedtemaet gjennom sommerjobb og praksis var opplæring i parametrisk modellering i Rhino og Grasshopper, med sammenkobling opp mot FEM-Design og Revit. Som nevnt i kapittel 1.1 Bakgrunn, så har det gjennomgående teamet siden begynnelsen av min periode hos Multiconsult M&R vært badmintonhaller, men det er først i forbindelse med denne oppgaven at konkrete design, med mål etter rammene beskrevet i kapittel 2, har vært fastsatt og modellert.

Av tidligere arbeid fra sommerjobb og praksis er følgende script brukt;

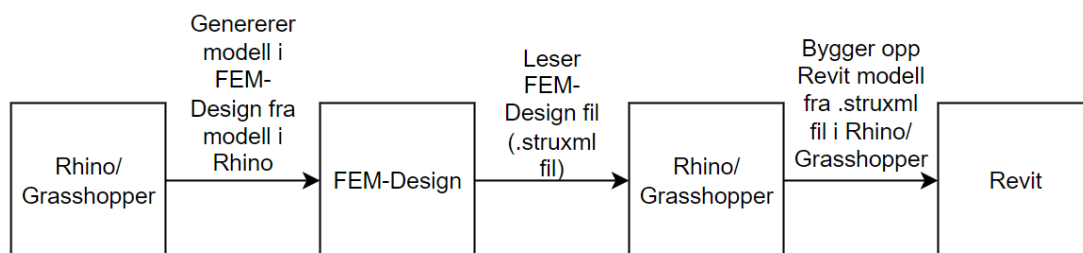
Script for innlasting av Grasshopper Modell inn i FEM-Design. Med dette scriptet modelleres geometri i Rhino/grasshopper, og bygger det opp i FEM Design. Den delen av scriptet som definerer elementene i FEM-Design (hva slags type de er, tverrsnitt og leddbetingelser) ble brukt slik det var etter endt praksis, og er ikke endret på. Hvordan geometrien er modellert, og logikken som ligger til grunn, er oppdatert i gjennomføringen av bacheloroppgaven.

I det samme scriptet er det utforsket litt med innføring av laster, og å kjøre beregninger i FEM-Design fra grasshopper scriptet. Denne delen av scriptet er ikke tatt i bruk til oppgaven.

Script for innlasting av FEM-Design modell inn i Revit. Dette scriptet tar utgangspunkt i en FEM-Design modell, og bygger denne opp i Revit ved hjelp av Grasshopper. Her er også broparten av scriptet urørt siden før oppstart av bacheloroppgaven, men måten scriptet sorterer og ”rydder” i geometrien fra FEM-Design er blitt oppdatert.

Disse scriptene har vært et godt utgangspunkt å starte modelleringen med, men de har ikke vært til mer hjelp enn at de har spart meg litt tid med oppbygging av modellene (spesielt modelleringen av fagverk).

Arbeidsflyten med scriptene er beskrevet i figur 6.



Figur 6: Arbeidsflyten mellom programvare

Del 3 - Materialer og Metode

4 Innledende om kapittelet

Dette kapittelet går gjennom hvordan oppgaven er blitt gjennomført. Første del av metoden beskriver fastsettelse av dimensjonerende mål på hallen.

Videre beskrives metode for dimensjonering av bæresystem. Først beskrives metode for beregningen av lastene som lastes på konstruksjonene. Videre så beskrives metoden for oppbygging av FEM-Modellen, og hvordan FEM-Design analysene gjennomføres. Resultatene av FEM-Design analysen fastsetter de endelige dimensjonene på bæresystemene.

Deretter beskrives metode for av oppbyggingen konseptene i Revit. Kapitelet avsluttes med beskrivelse av metoden for beregning av prising av konseptene, beregning av miljøutslipp og hvordan visualiseringen i Twinmotion er gjennomført.

4.1 Om detaljnivå

Begge hallene dimensjoneres etter antagelsen om at de står på flatt terreng, og at nærliggende bygninger ikke påvirker prosjekteringsforutsetninger. Byggested settes som Ålesund kommune.

De generelle hallene

Detaljnivået på det generelle hallkonseptet vil ikke være like dypt som hallen til Ålesund Badmintonklubb. Blant annet så vil det kun sees på dimensjonering av hovedbuen til bæresystemet. Dimensjoneringen vil være forenklet. Takløsningen som brukes til dimensjonering av ÅBK-hallen (og egenlasten fra den) brukes videre som dimensjonerende egenvekter fra taket til det generelle konseptet. Takløsning og vegger antas da å ha tilstrekkelig stivhet, uten behov for støtte. Det sees bort i fra horisontale vindlaster mot kortveggene av hallen.

4.2 Forprosjekt

I begynnelsen av bacheloroppgaven ble det gjennomført et forprosjekt. Hensikten med dette forprosjektet var å konkretisere oppgaven, og å sette opp en plan for gjennomføring av bacheloroppgaven. Forprosjektet kan sees i vedlegg 1.

5 Litteratur

Følgende litteratur og standarder er tatt i bruk i gjennomføringen av oppgaven.

Tabell 10: Litteratur og standarder tatt i bruk i gjennomføringen av oppgaven

Navn
NS-EN 1990 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
NS-EN 1991-1-1 Allmenne laster Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger
NS-EN 1991-1-3 Allmenne laster Snølaster
NS-EN 1991-1-4 Allmenne laster Vindlaster
NS-EN 1993 Stålkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
NS-EN 1995 Trekonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
Limtreboka (Crocetti mfl., 2015)
Dimensjonering av Stålkonstruksjoner (Larsen, 2020)
Trehus (Edwardsen og Ramstad, 2014)
SINTEF Byggforskserien
TEK17 med Veiledning

5.1 Materialer

For beskrivelse av programvare bruk i metoden, se avsnitt 2.12.

6 Hallmål

Til grunn for prosjekteringen må det være avklart hvilke mål og størrelser hallene skal prosjekteres etter. Dette kapitlet går gjennom dimensjoneringen av målene, og hvilke krav som de fastsettes etter (enten de stammer fra gjellende lovverk, krav fra badmintonforbundet eller ønsker fra oppdragsgiver).

6.1 ÅBK Mål

Bæresystemet i hallen til ÅBK skal være en fagverksramme, så målene på bredde og høyde blir bredde og høyde på selve rammen. Spennbredden bestemmer avstanden mellom rammer.

Antall baner i hallen er 5.

Bredde

Bredden på hallen settes etter ønske fra oppdragsgiver til 18.5 meter. Denne bredden oppfylder kravene til bane fra Norgesbadmintonforbund. En badmintonbane skal være 13.4 meter lang, med en sikkerhetssone på 1.25 meter rundt hele banen, og minimum 1.3 meter til vegg bak banen.

Videre er det et ønske om å prosjektere inn en gangbro på begge sider av aktivitetsarealet.

Bredden på gangbroen settes etter kravene til rømningsvei i TEK17 § 11-14 (1). Veilederen til § 11-14 (1) setter krav til at byggverk i risikoklasse 3, 5 og 6 skal ha minimum 1.16 meters fri bredde.

Bredden på gangbroen settes til **1.3 meter** slik at den fyller den resterende bredden.

Kontroll av bredden viser:

$$\text{Hallbredde} = 1.3m + 1.25m + 13.4m + 1.25m + 1.3m = 18.5m \quad (5)$$

Høyde

Høyden på hallen settes etter kravene til anlegg fra Norgesbadmintonforbund. Kravet er på **9 meters** takhøyde for bruk i nasjonale turneringer.

Spenn

Spennbredden mellom bæresystemet over aktivitetsarealet settes etter kravene til bane fra Norgesbadmintonforbund. Badmintonbanen skal være 6.1 meter bred, med krav om 1.25 meters sikkerhetsone rundt banen.

$$\text{Spennbredde} = 1.25m + 6.1m + 1.25m = 8.6m \quad (6)$$

Spennbredden settes til **8.6 meter**. Dette er noe høyere enn det som kreves, og blant annet så blir avstanden mellom banene her på 2.5 meter, det dobbelte av kravet. Spennbredden på 8.6 meter velges for å ivareta kravet til sikkerhetsone til banene i enden av aktivitetsarealet, og for at banen skal kunne ligge midt i mellom fagverkene som utgjør den bærende konstruksjonen. Fra anleggskravene til Norgesbadmintonforbund kommer det at blanding av blikket fra belysning bør unngås. Rommet mellom banene til kunne være et godt sted å montere belysningen, og asymmetri i forbindelse med belysningen (at lyset er nærmere på en side av banen) vil kunne være uheldig.

Klubbareal Det er et ønske fra ÅBK om å ha areal i hallen ment til administrativt, møte- og annet klubbrelatert bruk. Dette arealet skal være i den ene enden av hallen. Her vil også inngangspartiet være.

Med en hallhøyde på 9 meter er det plass til å bygge klubbarealet opp i flere etasjer. Fra TEK17 § 12-7 (1) er det krav om at ”Rom og annet oppholdsareal skal ha utforming, romhøyde og størrelse tilpasset sin funksjon”, med en spesifisert høyde på 2.4 meter i rom for varig opphold i boenheter (Byggteknisk forskrift, 2017).

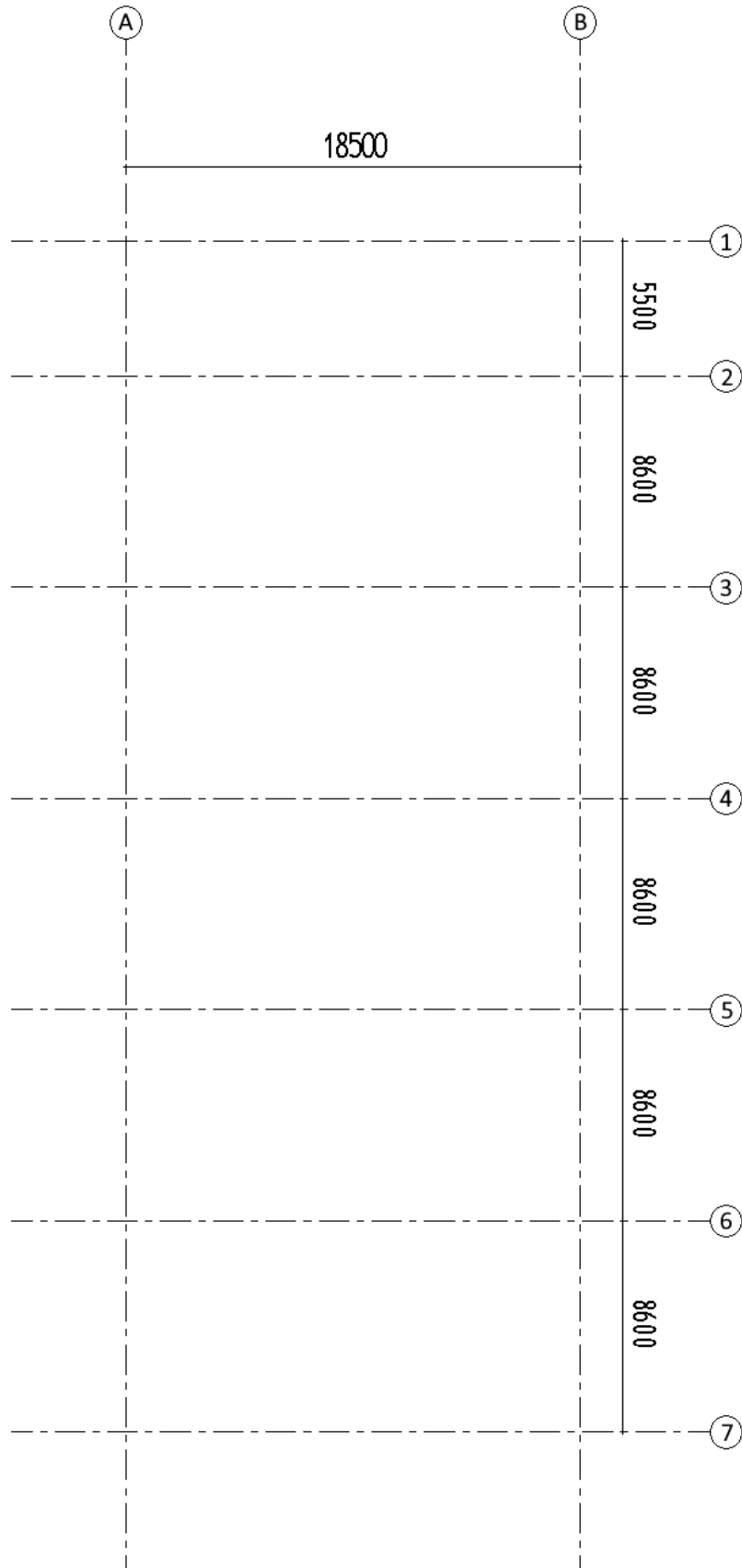
Spennbredden på dette arealet settes til **5.5 meter** etter ønske fra klubben. Etasjehøyden settes til **3 meter** fra gulv til gulv (med et bjelkelag på 200-300mm blir effektiv høyde ca. 2.7 - 2.8 m).

Oppsummerende

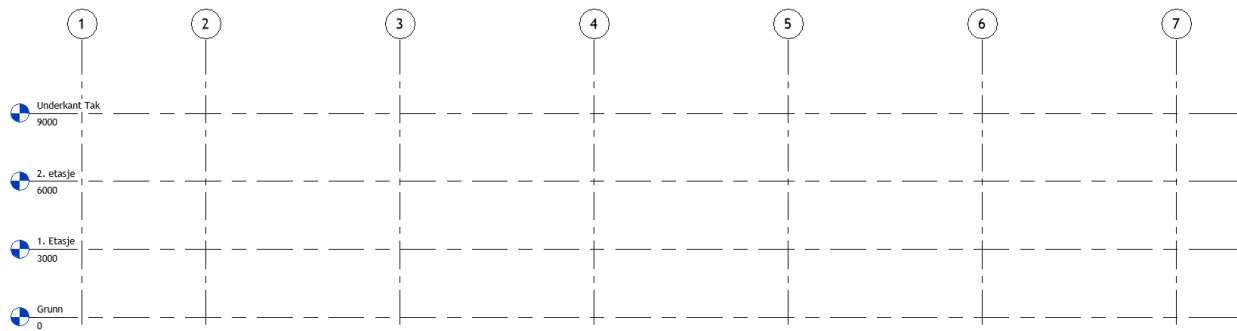
Til hallen til Ålesund Badminton brukes følgende mål:

Tabell 11: Målene på badmintonhall til Ålesund
Badmintonklubb.

Mål	
Antall baner	5
Bredde	18.5 meter
Gangbro	1.3 meter
Høyde	9 meter
Spenn	8.6 meter
Klubbareal, spenn	5.5 meter
Klubbareal, etasje	3 meter



Figur 7: Mål på hall til Ålesund Badmintonklubb med akser inkludert. Figur fra Revit.



Figur 8: Etasjehøyder til Ålesund Badmintonklubb med akser inkludert. Figur fra Revit.

6.2 Mål Generelt hallkonsept

Bæresystemet i det generelle hallkonseptet skal være en bue, så målene på bredde og høyde blir bredde og høyde på buen.

Antall baner i hallen er 4.

Bredde Bredden settes etter krav til bane fra Norgesbadminton forbund, og ønsker og forslag fra medlem i Ålesund Badmintonklubb (se møtereferat i vedlegg 2).

Bredden settes til **18 meter**.

Høyde

Høyden på hallen settes også her etter kravene til anlegg fra Norgesbadmintonforbund. Kravet er på **9 meters** takhøyde for bruk til nasjonale turneringer.

Høyden på selve buen settes lik 8.7m. Inkludert en ringmur med høyde 0.3m får hallen en total høyde på 9m.

Spenn

Avstanden mellom buene settes også her etter kravene til anlegg fra Norgesbadmintonforbund, og settes til **8 meter**. Denne avstanden tar hensyn til sikkerhetsone rundt banen. Problematikken knyttet til endebanene i ÅKB hallen vurderes ikke som et problem her. Veggene som ville gitt problemer for banen i enden av hallen antas å være stiv nok til å kunne flyttes de siste centimeterene som trengs, uavhengig av plasseringen av buen og videre innvendig støtte.

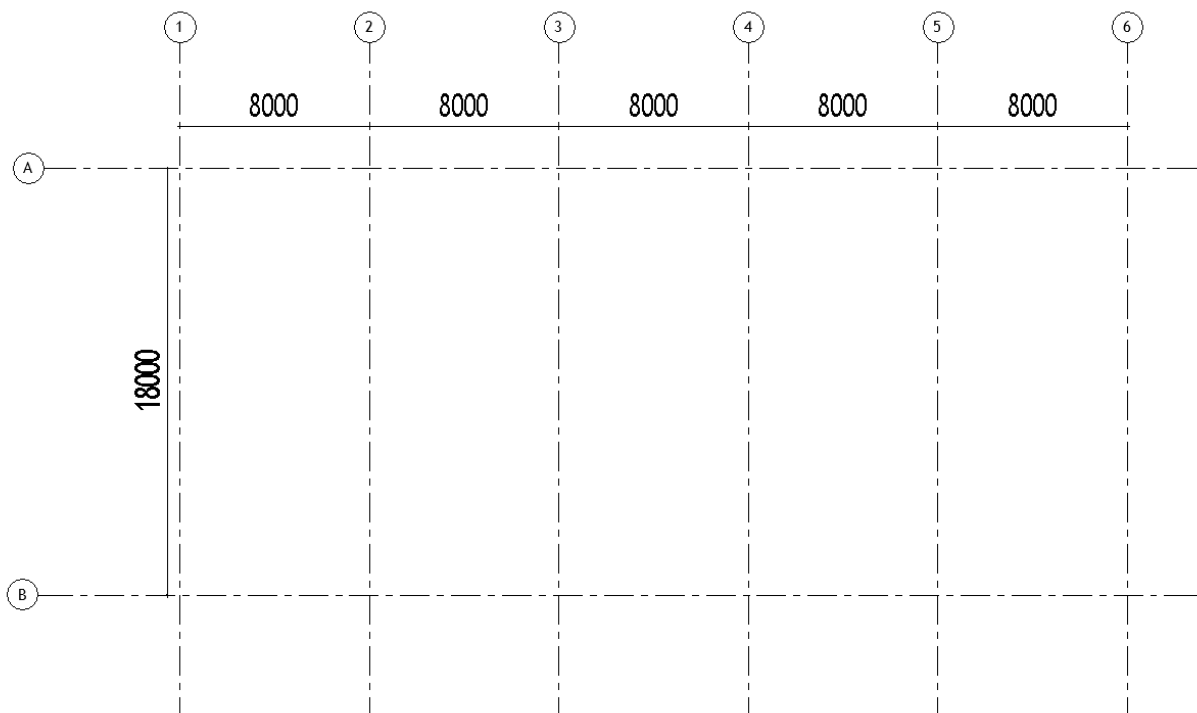
Klubbareal

Alle buene dimensjoneres med en senteravstand c/c på 8 m. Dette gir muligheten til å inkludere areal i den ene enden av hallen til klubbareal, lagringsareal eller garderobe. Her er det også plass til å bygge i flere etasjer. Etasjehøydene her settes også til 3 meter fra gulv til gulv (med et bjelkelag på 200-300mm blir effektiv høyde også her ca. 2.7 - 2.8 m).

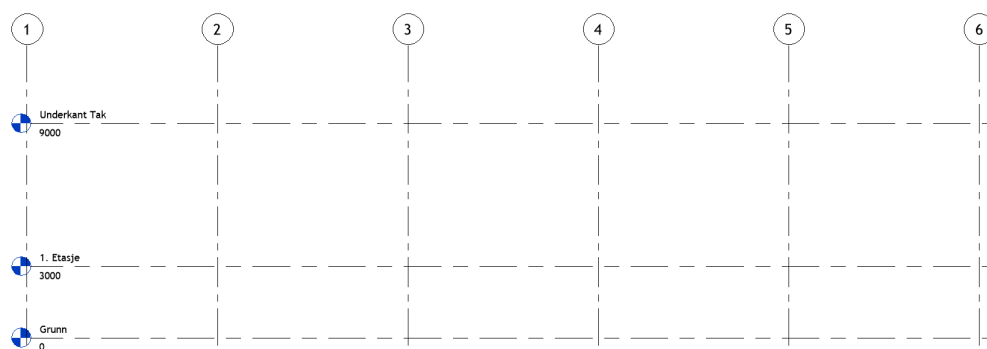
Oppsummerende

Tabell 12: Målene til generelt hallkonsept.

Mål	
Antall baner	5
Bredde	18 meter
Høyde	9 meter
Spenn	8 meter
Klubbareal, spenn	8 meter
Klubbareal, etasje	3 meter



Figur 9: Mål på hall til til generelt hallkonsept med akser inkludert. Figur fra Revit.



Figur 10: Etasjehøyder til generelt hallkonsept med akser inkludert. Figur fra Revit.

7 Laster ÅBK

Håndberegninger av lastene i Mathcad til både ÅBK hallen og de generelle hallene kan sees i vedlegg 3.

7.1 Kontroll av Lastberegningen

Kontroll av lastberegningen av snø- og vindlaster er gjennomført ved hjelp av dataprogrammet Lastberegning 2021 av Ove Sletten. Kontrollen kan sees i vedlegg 3.

7.2 Nyttelaster

Gangbroen vurderes til å bli belastet av nyttelaster fra publikum som kan stå på dem. Størrelsen på nyttelasten bestemmes avhengig av brukskategori. Brukskategori og nyttelast bestemmes fra Eurokode NS-EN 1991-1-1, tabell NA 6.1 og tabell NA 6.2.

Fra Tabell NA 6.1 settes brukskategorien til kategori C5, areal som lett overfylles. I tabell NA 6.2 settes den karakteristiske nyttelasten for kategori C5 til $q_k = 5.0kN/m^2$. Gangbroen har en bredde på 1.3 meter og spenner 8.6 meter som beskrevet i avsnitt 6.1. Det vurderes to lasttilfeller av nyttelasten; tilfelle 1 hvor lasten påføres to langsgående bjelker (tabell 13), og tilfelle 2 hvor lasten påføres en utkraget bjelke (tabell 14).

En flatelast $q_k [kN/m^2]$ regnes om til en linjelast $Q_k [kN/m]$ ved å multiplisere med bredden $b [m]$ av det belastede arealet, som vist i ligning 7.

$$Q_k = q_k * b \quad (7)$$

Tabell 13: Nyttelast påført langsgående bjelker.

q_k	Bredde	Bredde pr. bjelke	Q_k
$5.0kN/m^2$	1.3m	0.65m	$3.25kN/m$

Tabell 14: Nyttelast påført tverrbjelker.

q_k	Bredde	Q_k
$5.0kN/m^2$	8.6m	$43kN/m$

7.3 Egenvekt

I denne sammenhengen omfavner begrepet egenvekt alle de *permanente lastene* som virker på konstruksjonen; egenlasten fra konstruksjonen selv, og egenlasten fra taket. Egenlasten av veggelementene antas å tas opp av ringmur, og inkluderes ikke.

Egenlasten fra konstruksjonselementene beregnes automatisk av FEM-Design når lasttilfellet settes som type *Structural Dead Load*. Inkludert i denne lasten finner man egenvekten til TRP-platene som utgjør en del av takløsningen hallen dimensjoneres for.

Takløsningen som hallen dimensjoneres for er vist i figur 11. Dette er en løsning bestående av korrugerte metallplater (TRP-plater) i bunn, med fastisolasjon (EPS) liggene på platene, teknet med takteking av asfaltbelegg. Data om egenlastene til platene er hentet fra produsentens egne nettside (Ruukki, udatert-b). Tyngdetettheten til EPS isolasjon og egenlasten til taktekingen er hentet fra SINTEF Byggforskblad 471.031 (SINTEF Byggforsk, 2013).

Omregningen av tyngden på TRP platen, fra tyngden M [kg/m^2] til egenlasten q_{TRP} [kN/m^2] er gitt ved ligning 8.

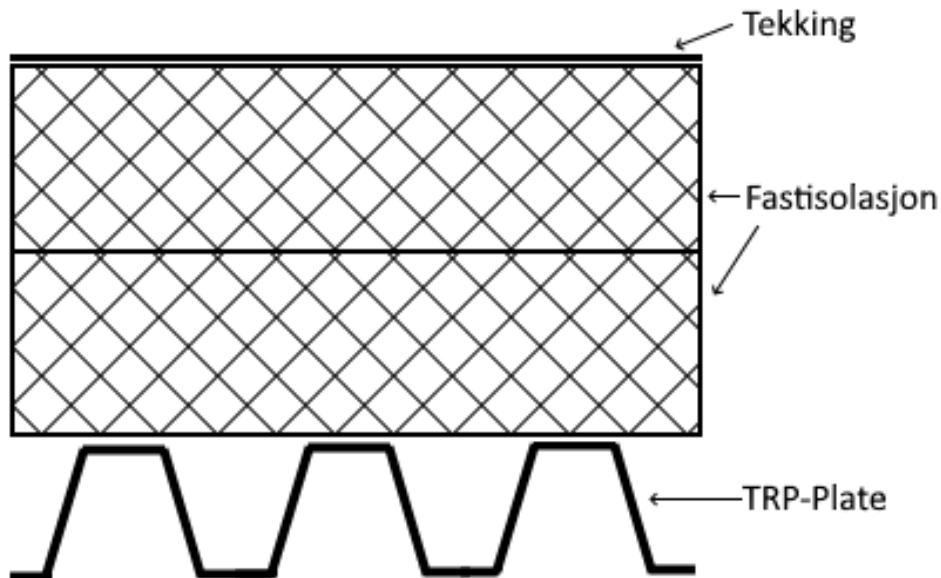
$$q_{TRP} = (M * 9.81m/s^2)/1000 \quad (8)$$

↓

$$q_{TRP} = (11.3kg/m^2 * 9.81m/s^2)/1000 = 0.1092kN/m^2$$

Egenlasten $q_{egenlast}$ til et materiale bestemmes ved å multiplisere tyngdetettheten γ med tykkelsen på materialet, d (ligning 9). Egenlasten fra hver del at taket vises i tabell 15. Total egenlast fra takløsningen er vist i tabell 16.

$$q_{egenlast} = \gamma_i * d \quad (9)$$



Figur 11: Snitt av konsept på takløsning

Tabell 15: Egenlast fra takkomponentene.

Produkt	Vekt	Tyngdetetthet	Tykkelse	Last
Ruukii T70-57L-1058, 1.0	11.3kg/m ²			0.109kN/m ²
EPS Isolasjon		0.5kN/m ³	0.300m	0.15kN/m ²
Asfaltbelegg, to lag				0.09kN/m ²

Tabell 16: Egenlast fra Tak.

Tilfelle	Last
Inkl. TRP Plater	0.349kN/m ²
Uten TRP Plater	0.24kN/m ²

På FEM-Design modellen som modelleres av ÅBK hallen påføres egenlasten fra tak uten TRP plate inkludert, da denne medregnes i egenvekten til konstruksjonen. Lasten inkludert TRP plater tas med videre til de generelle hallene i senere kapitler.

Gangbroen belastes med egenlast fra en gulvløsning bestående av TRP plate og treplate.

Tabell 17: Egenlast på gangbro.

Produkt	Vekt	Tyngdetetthet	Tykkelse	Last
Ruukii T70-57L-1058, 1.0	11.3kg/m ²			0.109kN/m ²
Treplate		10kN/m ³	0.10mm	0.100kN/m ²
			Sum	0.209kN/m ²

7.4 Snølaster

Snølastene som virker på en bygning bestemmes etter Eurokode NS-EN 1991-1-3 Snølaster. Snølasten på tak bestemmes med ligning 3 beskrevet i avsnitt 2.7.3 (Ligning 5.1 i NS-EN 1991-1-3).

$$S = \mu * C_t * C_e * S_k,$$

hvor S_k er karakteristisk snølast, C_t er den termiske koeffisienten, C_e er eksponeringskoeffisienten og μ er formfaktoren på taket.

7.4.1 Karakteristisk Snølast

Den karakteristiske snølasten på mark bestemmes etter anvisning i NS-EN 1991-1-3 avsnitt NA.4.1:

$$S_k = S_{k0} + n * \Delta S_k. \quad (10)$$

S_{k0} er verdi for karakteristisk snølast på mark. Verdien for S_{k0} hentes fra tabell NA.4.1(901) i NS-EN 1991-1-3. Med byggested i Ålesund kommune settes $S_{k0} = 3.0kN/m^2$. Verdi for n fastsettes etter anvisning i NS-EN 1991-1-3 avsnitt NA.4.1:

$$n = \frac{H - H_g}{100}, \quad (11)$$

hvor H er høyde over havet, og H_g er høydegrense bestemt av tabell NA.4.1(901) i NS-EN 1991-1-3. Beregnet verdi for n rundes opp til nærmeste heltall (Norsk Standard, 2018, NA.4.1). ÅBK hallen bygges på en høyde under høydegrensen $H_g = 150m$ for Ålesund kommune. Siden byggehøyden er lavere en høydegrensen settes $S_k = S_{k0}$ som angitt i avsnitt NA.4.1.

$$S_k = S_{k0} = 3.0kN/m^2,$$

7.4.2 Koeffisientene C_t og C_e

Den termiske koeffisient C_t bestemmes etter NS-EN 1991-1-3, kapittel 5.2 (8), og settes lik 1 (ingen takvindu som lekker varme).

Den termiske koeffisient C_e bestemmes etter NS-EN 1991-1-3, tabell 5.1. Ut i fra antagelsen beskrevet i innledningen av dette kapittelet, så antas topografien rundt bygget til å være Normal, dvs. at vind ikke i vesentlig grad fjerner snø fra taket. C_e settes dermed lik 1.

7.4.3 Formfaktor

Formfaktoren μ bestemmes etter tabell NS-EN 1991-1-3 5.2. Taket på konstruksjonen er et flatt tak, med $\alpha < 30^\circ$. I henhold til tabell 5.2, og merknad NA.5.3.1 settes formfaktoren μ lik 0.8. Innsatt i ligning 3 (ligning 5.1 fra NS-EN 1991-1-3) regnes snølasten til å være:

$$S = \mu * C_t * C_e * S_k = 0.8 * 1 * 1 * 3.0kN/m^2 = \underline{2.4kN/m^2},$$

7.5 Vindlaster

Vindlastene bestemmes etter eurokode NS-EN 1991-1-4. Som med snølast, avhenger størrelsen på vindlastene av plasseringen og form på konstruksjonen.

7.5.1 Vindkasthastighetstrykket

Basisvindhastighet er gitt ved ligning 4.1 i NS-EN 1991-1-4.

$$V_b = c_{dir} * c_{season} * c_{prob} * V_{b0} \quad (12)$$

hvor c_{dir} er vindens retningsfaktor, c_{season} er årstidsfaktoren og V_{b0} er referansevindhastighet. Etter anbefaling fra NS-EN 1991-1-4 avsnitt 4.1 merknad 2 og 3 settes faktorene c_{dir} og c_{season} lik 1.

Faktoren c_{prob} bestemmes fra ligning 4.2. Vindlasten dimensjoneres med en returperiode på 100år. Fra ligning 4.2, med en årlig sannsynlighet for overskridelse et gitt år på $\frac{1}{100} = 0.01$, beregnes c_{prob} til å være 1.038

Referansevindhastigheten V_{b0} leses fra tabell NA.4(901.1). For Ålesund kommune settes $V_{b0} = 29.0m/s$. Basisvindhastigheten blir med det:

$$V_b = c_{dir} * c_{season} * c_{prob} * V_{b0} = 1 * 1 * 1.038 * 30.116m/s = 29.0m/s,$$

Med basisvindhastigheten kan uttrykk for vindhastighetstrykket beregnes. Vindhastighetstrykket er gitt ved ligning 4.10 i NS-EN 1991-1-4:

$$q_b = \frac{1}{2} * \rho * V_b^2 \quad (13)$$

hvor V_b er basisvindhastigheten, og ρ er tyngdetettheten til luft. Tyngdetettheten settes til $\rho = 1.25kg/m^3$ etter anbefalt verdi i NS-EN 1991-1-4 avsnitt 4.5 merknad 2.

$$q_b = \frac{1}{2} * \rho * V_b^2 = \frac{1}{2} * 1.25kg/m^3 * (30.116m/s)^2 = 0.567kN/m^2$$

Med vindhastighetstrykket kan verdi for Vindkasthastighetstrykk beregnes. Dette vindkasthastighetstrykket, sammen med formfaktorer, bestemmer de dimensjonerende vindlastene. Det brukes en forenklet utledning av vindkasthastighetstrykket q_p etter ligning 4.8 og avlesning av figur 4.2 i NS-EN 1991-1-4.

$$q_p = c_e(z) * q_b \quad (14)$$

q_b er vindkasthastighetstrykket og $c_e(z)$ er eksponeringsfaktoren. Verdi for $c_e(z)$ leses av fra figur 4.2. Av hensyn til enklere avlesning settes referansehøyden z lik 10m, noe høyere enn egentlig høyde. Terrenkategori settes som kategori II. Turbulensfaktoren k_i og og terrengformfaktoren c_o antas å være lik 1.

Med en avlest verdi for $c_e(z) = 2.35$ fra figur 4.2, bestemmes vindkasthastighetstrykket:

$$q_p = c_e(z) * q_b = 2.35 * 0.567kN/m^2 = \underline{1.332kN/m^2},$$

7.5.2 Formfaktorer for vegger, ÅBK

Vindlasten på de utvendige flatene bestemmes etter ligning 4 (ligning 5.1 i NS-EN 1991-1-4).

$$w_e = q_p * c_{pe},$$

hvor q_p er vindkasthastighetstrykket, og c_{pe} er utvendig formfaktor. Formfaktoren c_{pe} varierer avhengig av hvor på bygget lasten virker.

For de utvendige veggene bestemmes formfaktorene ut fra figur 7.5 og tabell 7.1 i NS-EN 1991-1-4. Positive verdier for formfaktorer angir at det oppstår et vindtrykk på overflaten. Negativ verdi angir vindsug.

Formfaktorene avhenger av forholdet mellom høyden på veggen, h , og lengden d på veggen som går parallelt med vinden. Tabell 7.1 i NS-EN 1991-1-4 oppgir verdier av c_{pe} for h/d verdier på henholdsvis 5, 1 og ≤ 0.25 . I tilfeller der beregnende verdier for h/d faller mellom oppgitte verdier, brukes interpolasjon til å bestemme mellomliggende formfaktor. I tillegg har man innvendig formfaktor c_{pi} . Denne bestemmes etter NS-EN 1991-1-4 avsnitt 7.2.9 (6) merknad 2, og settes lik $c_{pi} = -0.3$ i tilfelle der det oppstår vindsug, og $c_{pi} = 0.2$ i tilfeller der det oppstår vindtrykk.

Siden belastet areal er større enn $10m^2$, leses det av verdier for $c_{pe,10}$ fra tabell 7.1.

Tar man ligning 4, og skriver den om slik at for c_{pi} trekkes fra de utvendige formfaktorene, får man et uttrykk som gir tilfeller med mest mulig ugunstig trykk eller sug på veggen. For eksempel, i et tilfelle hvor man har vindtrykk mot veggen, legges det innvendige suget (som virker i samme retning som trykket) til for å oppnå en mer ugunstig last (ligning 15).

$$w_{e,tot} = q_p * (c_{pe} - c_{pi}) = q_p * c_{tot} \quad (15)$$

Som en forenkling beregnes kun verdier for formfaktor og vindlast i sone D og E på veggene. Lastene som oppstår i sone A, B og C er symmetriske, og med tanke på global stabilitet vil disse utligne hverandre. Vindsuget som oppstår i sone A, B og C vil gi en lokal belastning på vegger og søyler, men disse sees bort i fra i beregningene og videre analyser.

For vind mot **langsiden av veggen** beregnes følgende vindlaster:

Tabell 18: Beregnet verdi for h/d . Det antas at veggen har en parapet med høyde 0.5.

h	d	h/d
9.5m	18.5m	0.514

Tabell 19: Beregnede verdier for vindlast i sone D og E for vind mot langsiden av bygget.

Sone	c_{pe}	c_{pi}	$c_{pe} - c_{pi}$	$w_{e,tot}$
D	0.735	-0.3	1.035	$1.379kN/m^2$
E	-0.37	0.2	-0.57	$-0.76kN/m^2$

For vind mot **kortsiden av veggen** beregnes følgende vindlaster:

Tabell 20: Beregnet verdi for h/d . Siden beregnet verdi for $h/d \leq 0.25$ leses formfaktorene rett fra tabell.

h	d	h/d
9.5m	50m	$0.19 \leq 0.25$

Tabell 21: Beregnede verdier for vindlast i sone D og E for vind mot kortsiden av bygget.

Sone	c_{pe}	c_{pi}	$c_{pe} - c_{pi}$	Last
D	0.7	-0.3	1.0	$1.332kN/m^2$
E	-0.3	0.2	-0.5	$-0.666kN/m^2$

7.5.3 Formfaktorer for Tak, ÅBK

For et flatt tak bestemmes formfaktorene ut fra figur 7.6 og tabell 7.2 i NS-EN 1991-1-4.

Formfaktorene avhenger av forholdet mellom høyden på veggen, h , og høyden på parapeten, h_p . Tabell 7.2 i NS-EN 1991-1-4 oppgir verdier av c_{pe} for h_p/h verdier på henholdsvis 0.025, 0.05 og 0.10. I tilfeller der beregnende verdier for h_p/h faller mellom de oppgitte verdiene, brukes interpolasjon til å bestemme mellomliggende formfaktor.

Belastet areal er større enn $10m^2$, og det leses av verdier for $c_{pe,10}$

Siden formfaktorene kun avhenger av forholdet h_p/h , gjelder formfaktorene for begge vindretninger, både mot langsiden og mot kortsiden. Kun størrelsen på de forskjellige sonene varierer med vindretningen.

Største og minste formfaktor påføres på hele taket som henholdsvis et jevnt fordelt trykk og sug. Disse vurderes som to separate lasttilfeller. Som med vindlastene til veggen, legges de innvendige formfaktorene til for å danne ugunstige lasttilfeller.

Tabell 22: Beregnede verdier for vindlast på tak i sone I og F. Disse to lastene påføres konstruksjonen som to separate lasttilfeller

Sone	c_{pe}	c_{pi}	$c_{pe} - c_{pi}$	$w_{e,tot}$
I	0.2	-0.3	0.5	$0.666kN/m^2$
F	-1.389	0.2	-0.5	$-2.117kN/m^2$

8 Oppbygging av FEM-Design Modell ÅBK

FEM-Design analysen av konstruksjonen gjennomføres som en global analyse av hele konstruksjonen. Alle konstruksjonsdeler dimensjoneres fra samme modell.

8.1 Oppbygging av modell

Første iterasjon av beregningsmodell modelleres i Rhino, og overføres til FEM-Design ved hjelp av Grasshopper scriptet beskrevet i kapittel 3. Videre utvikling av konstruksjonen gjøres manuelt i FEM-Design. Bruk av grasshopper scriptene gir en tidsbesparelse i modelleringen av konstruksjonen, spesielt med tanke på modellering av fagverket. Det som er modellert ved hjelp av Grasshopper scriptet kan også modelleres manuelt. Ved oppbygging av første modell ble tverrsnittene til konstruksjonselementene valgt vilkårlig.

8.1.1 Beam, Column og Truss elementer i FEM-Design

I FEM-Design skilles det mellom forskjellige bjelkeelementer, og forskjellen ligger i hvordan de overfører krefter. Et *Beam* element oppfører seg som en vanlig bjelke, i den forstand at den kan overføre aksial, skjær og momentkrefter. Endebetingelsene (forbindelsen) til et *Beam* element kan bestemmes, slik at elementet kan være fast innspent og overfører skjær og moment, eller være rent leddet hvor det kun overføres aksialkrefter.

Et *Truss* element belastes kun med aksialkrefter. I tillegg vil forbindelsene til andre elementer alltid være leddet.

En *Column* kan betraktes som en bjelke som kun kan plasseres vertikalt.

8.1.2 Forbindelser

Alle forbindelsene mellom konstruksjons-elementer i modellen modelleres som leddete forbindelser som tillater rotasjon om elementets lokale y - og z -plan. Dette betyr at leddene ikke overfører momenter og rotasjoner i disse planene. Valget av å modellere alle forbindelser som leddete medfører et behov for å innføre avstivende elementer for å bevare global stabilitet, spesielt mot horisontale laster som vindlaster. Valg av avstivende løsning beskrives nærmere i avsnitt 8.1.8.

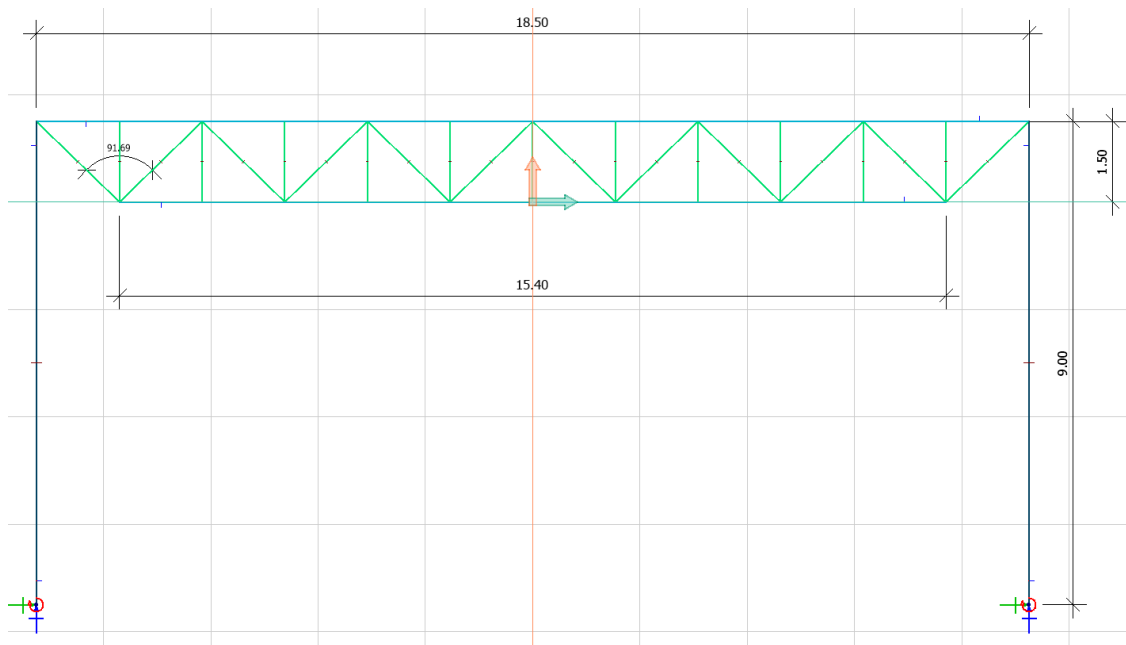
8.1.3 Fagverksrammen

Lengden på fagverket (overgurt) settes lik 18.5m i henhold til målene beskrevet i kapittel 7. Fagverkets overgurt og undergurt modelleres i FEM-Design som kontinuerlige *Beam*-elementer. Stavene modelleres som *Truss*-elementer, og vil kun overføre aksialkrefter til gurtene. Figur 3 i avsnitt 2.3.1 viser en illustrasjon av leddforbindelsene. Detaljerte mål på fagverket kan sees i tabell 23.

Søylene i rammen modelleres som *Column*-element. Rammen modelleres på aksene 2 - 7 (se figur 7). Av hensyn til mulighet for å utvide hallen settes det opp en fagverks-ramme også i akse 7, hvor det alternativt kunne vært brukt søyler istedet. Figur av fagverksrammen slik det er modellert i FEM-Design kan sees i figur 12.

Tabell 23: Mål på Fagverket.

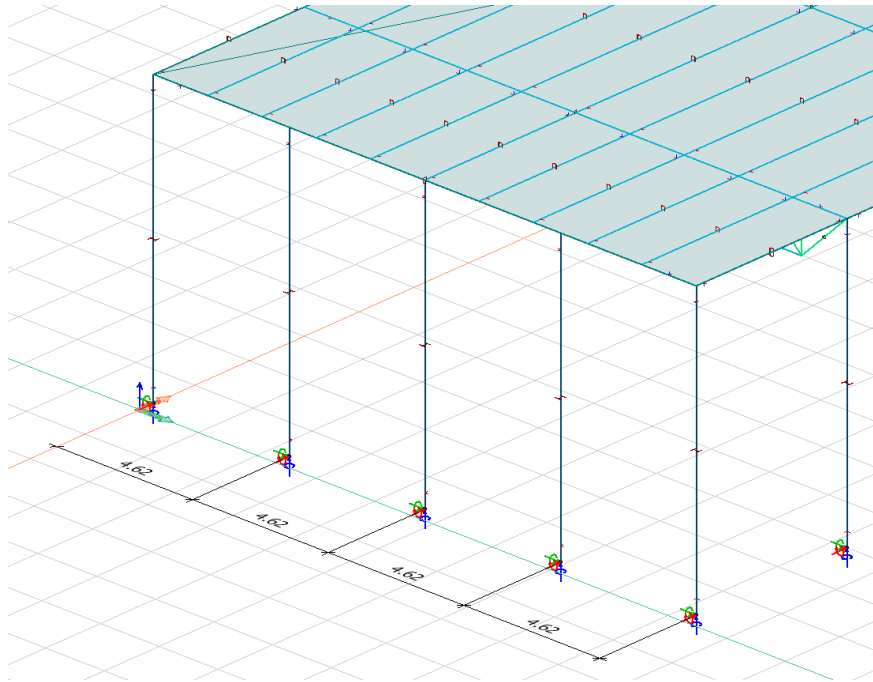
Mål	Verdi
Avstand mellom over-og undergurt	1.5m
Overgurt lengde	18.5m
Undergurt lengde	15.4m
Antall diagonalstaver	12
Vinkel mellom diagonalstaver	91.69°
Antall vertikalstaver	11



Figur 12: Fagverket slik det er modellert i FEM-Design

8.1.4 Søylevegg

I endeveggen i akse 1 modelleres det inn en søylevegg som bærende konstruksjon. Her er det ikke behov for å ha et fagverk som spenner hele bredden på 18.5m (se figur 13). Veggen består av søyler i senteravstand 4.62 meter. Denne senteravstanden velges av hensyn til å gi tilstrekkelig støtte til veggelementer som monteres på utsiden (Mer om veggelementene i avsnitt 11.4.1). En kontinuerlig bjelke modelleres i toppen av søylene for å overføre de jevnt fordelte kreftene til søylene.



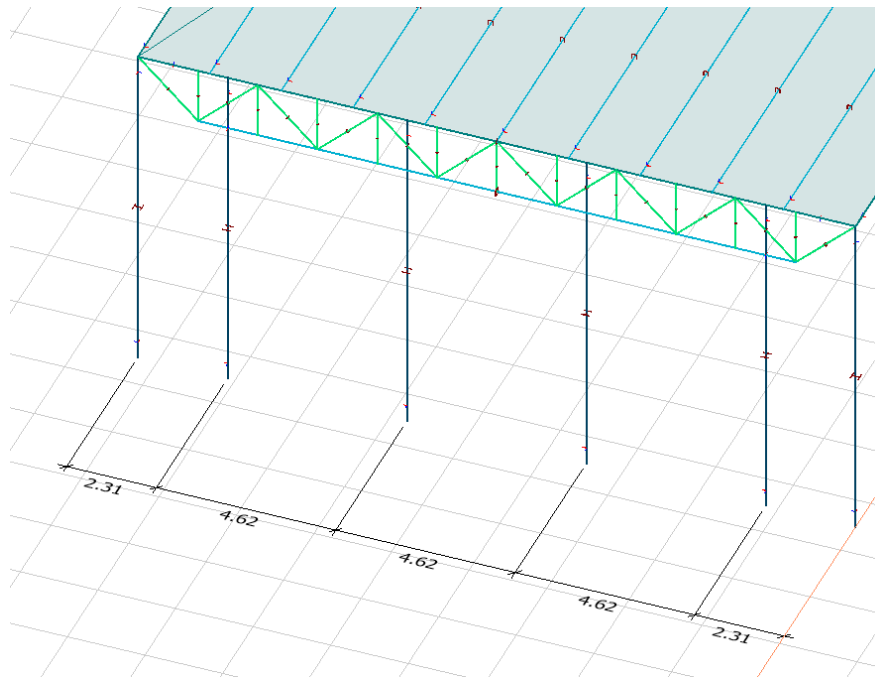
Figur 13: Søylene på akse 1 slik de er modellert i FEM-Design

8.1.5 Støtte til veggelementer

Veggelementene som tenkes å brukes har ikke stivhet til å ta de beregnede vindkreftene over et spenn på 8.6 meter. Disse må derfor støttes med søyler.

I akse 7 settes det opp søyler for å støtte opp om veggelementer. Her gjøres det en antagelse om at disse søylene vil monteres på utsiden av fagverket, og det kan derfor ikke regnes med at søylene i hjørnene av hallen i akse 7 vil gi støtte veggen (se figur 14). Senteravstand mellom søylene settes til 4.62 meter.

Mellom fagverksrammene i akse 2-7 settes det også opp søyler for å støtte opp om veggelementene. Søylene settes midt i spennet mellom fagverksrammene. Senteravstanden mellom søylene blir 4.3 meter.



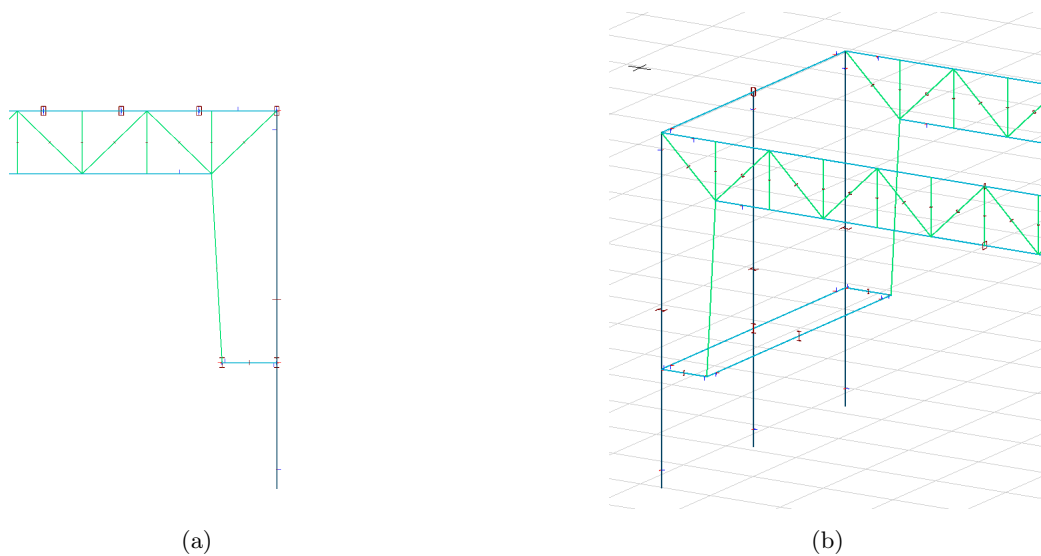
Figur 14: Støttesøylene i akse 7

8.1.6 Opplagere

I bunn av hver søyle plasseres det en *Point Support Group*. Disse er opplagere til konstruksjonen. En *Point Support Group* fastholder i utgangspunktet mot all bevegelse og rotasjon, men endebetingelsene til søylene tillater fri rotasjon om søylens lokale y- og z-plan.

8.1.7 Gangbro

Opplaget til gangbroen er bygd opp av en utkragerbjelke, festet inn i søylene i fagverksrammen. Utkragerene er støttet opp av et stag som henger ned i fra fagverkene. Spennene mellom utkragerene bæres av to langsgående bjelker. Gangbroen slik den er modellert i FEM-Design kan sees i figur 15.



Figur 15: Gangbroen slik den er modellert i FEM-Design. Utkrageren (a) og bjelken (b)

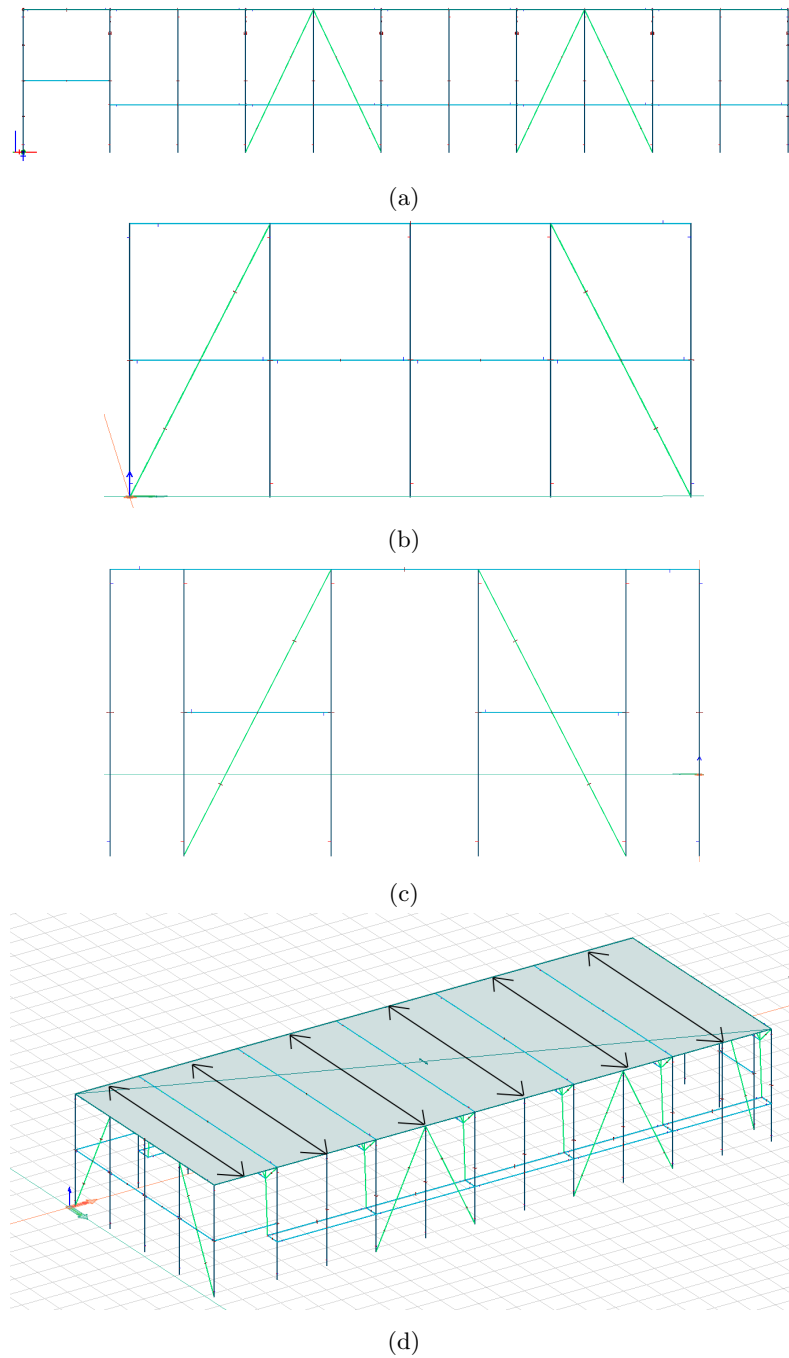
8.1.8 Vindavstiving

Statikken på vindavstivingen er forklart nærmere i avsnitt 2.3.4.

Vindavstivingen i veggene modelleres med vindstag. Med det så utsettes vindavstivingen for både trykk- og strekkrefter. Siden disse elementene kun skal ta aksialkrefter, modelleres de som *Truss*-elementer i FEM-Design.

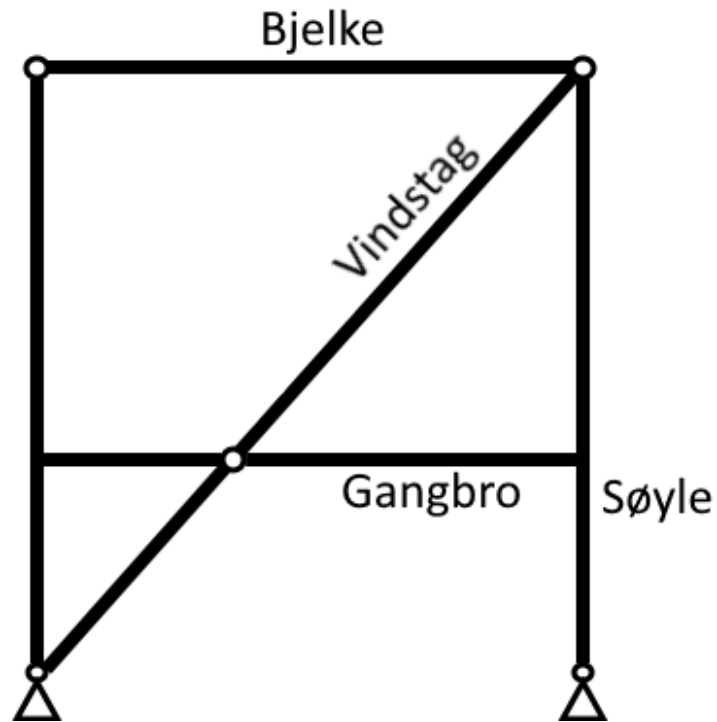
I taket legges det inn TRP Plater (T70-57L-1058) som er fast innspent i randen. Platene virker som en avstivende skive i takflaten. Plate profilene er generert fra Autocad-tegninger fra produsent. Retningen platene er lagt i kan sees i figur 16d, og er tegnet med svart pil. Kapasitet og kraftfordeling i TRP platene kontrolleres ikke i denne FEM-Design analysen. Bærekapasitet i platene kontrolleres med programvare fra produsent, og kontrolleres da kun etter bæreevne (se vedlegg 8).

Vindavstivingen slik den er modellert, og plasseringen av vindstagene kan sees i figur 16.



Figur 16: Vindavstivingen slik den er modellert i FEM-Design. Vindstag i langveggene (a), vindstag i vegg i akse 1 (b), vindstag i vegg i akse 7 (c) og skive i taket (d). Legg merke til de horisontale stagen mellom søylene som senker knekk lengden på stagen

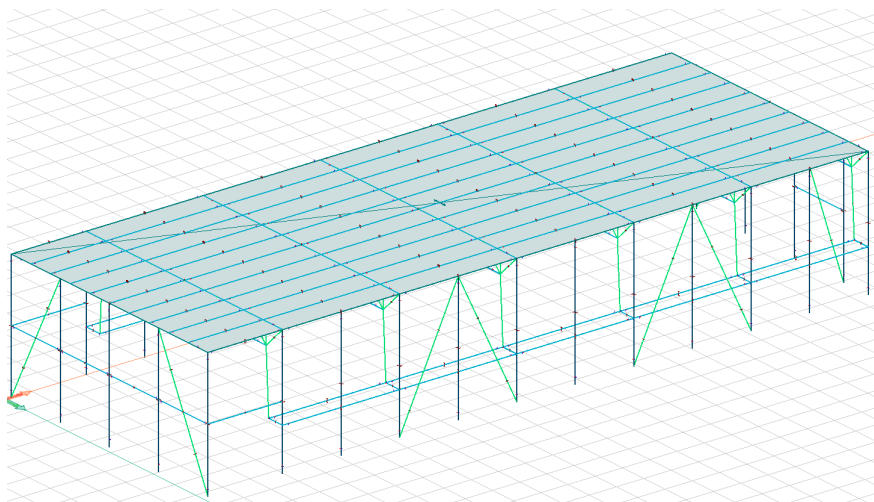
Vindstagene er ikke modellert som kontinuerlige staver som spenner hele diagonalen de stiver av. Som vist i figur 16, der vindstagene krysser andre bjelker er det en leddet forbindelse. Vindstagene er modellert slik for å få ned knekk lengden på stavene, og med det øke trykk-kapasiteten i dem (se figur 17).



Figur 17: Illustrasjon over hvordan vindstagene er koblet mot langsgående bjelke på gangbroa for å få ned knekklemden.

8.1.9 Takås

Takåsen bærer vekten fra taksystemet, og overfører dem til fagverket. Takåsen modelleres som *Beam* elementer, og spenner fra fagverk til fagverk (figur 18). Takås elementene legges i en senteravstand på 1.85 meter, totalt 11 bjelker per spenn.



Figur 18: Takåsen slik den er modellert i FEM-Design

8.2 Lasttilfeller og Lastgrupper

Lastene beregnet i kapittel 7 legges inn i FEM-Design modellen som lasttilfeller, og fordeles i lastgrupper. Lasttilfeller i samme lastgruppe er satt til å ikke opptre samtidig. Lasttilfelle Permanente Laster settes som type *Structural Dead Load*, slik at egenvekten til konstruksjonen regnes med i lasttilfeller. Øvrige lasttilfeller settes som type ordinary.

Lastene grupperes inn i følgende last grupper:

8.2.1 Vindlast gruppe 1 (Wind load)

I vindlast gruppe 1 modelleres det 4 lasttilfeller av vindlaster mot de utvendige veggene. Vindlastene er modellert til å virke vinkelrett på takoverflaten.

Vind mot langsiden av konstruksjonen

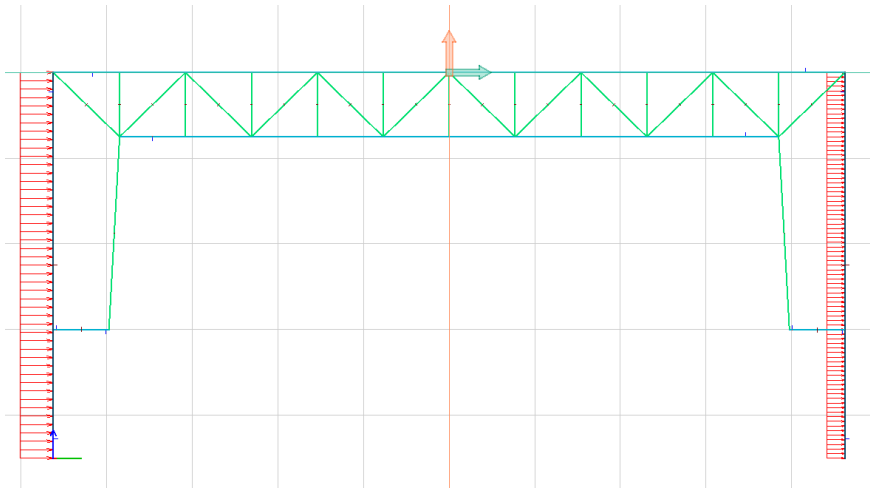
Vind mot langsiden av bygget modelleres som tilfellene WL Søyler X+ og WL Søyler X-. Lasttilfellene er identiske, annet enn at de er speilvendt om hverandre, og virker i forskjellig retning. Vindlastene må regnes om fra flatelaster, til linjelaster som virker på søylene (ligning 7).

Tabell 24: Vindlaster påført søyler i sone D ved vind mot langsiden av konstruksjonen.

Akse	Bredde av belastet areal	Last
1	2.75m	3.792 kN/m
2	4.9m	6.757 kN/m
3-6	4.3m	5.929 kN/m
7	2.15m	2.965 kN/m
Støttesøyler	4.3m	5.929 kN/m

Tabell 25: Vindlaster påført søyler i sone E ved vind mot langsiden av konstruksjonen.

Akse	Bredde av belastet areal	Last
1	2.25m	-2.089 kN/m
2	4.9m	-3.722 kN/m
3-6	4.3m	-3.267 kN/m
7	2.15m	-1.633 kN/m
Støttesøyler	4.3m	-3.267 kN/m



Figur 19: Snitt av konstruksjonen med vindlast mot langsiden av konstruksjonen. Sone D er på figuren modellert på venstre side av rammen. Sone E er modellert på høyre.

Vind i sone D gir trykk på veggen, og er belastet på søylene fra utsiden av hallen. Vind i sone E gir sug på veggen, og belastet på søylene fra innsiden av hallen.

Vind mot kortsiden av konstruksjonen

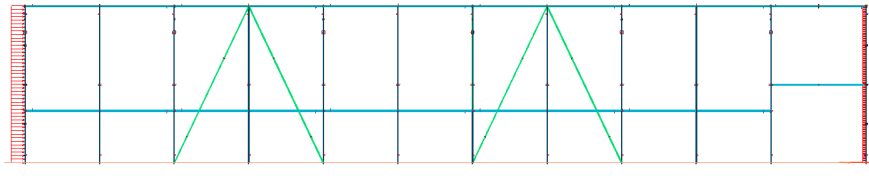
Vind mot kortsiden av bygget modelleres i tilfellene WL Søyle Y+ og WL Søyle Y-. Vindlastene må regnes om fra flatelaster til linjelaster som virker på søylene (ligning 7).

Tabell 26: Vindlaster påført søyler i vind i positiv y-retning, WL Søyle Y+

Sone	Akse	Bredde b	Flatelast	Linjelast
D	1, midt søyler	4.625m	1.332 kN/m^2	6.161 kN/m
D	1, hjørne søyler	2.313m	1.332 kN/m^2	-3.08 kN/m
E	7	4.625m	-0.666 kN/m^2	-3.08 kN/m

Tabell 27: Vindlaster påført søyler i vind i negativ y-retning, WL Søyle Y-

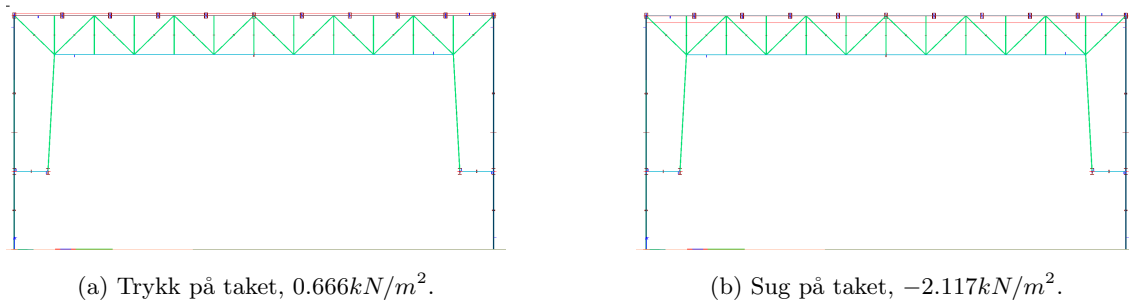
Sone	Akse	Bredde b	Flatelast	Linjelast
E	1, midt søyler	4.625m	-0.666 kN/m^2	-3.08 kN/m
E	1, hjørne søyler	2.313m	-0.666 kN/m^2	-1.54 kN/m
D	7	4.625m	1.332 kN/m^2	6.161 kN/m



Figur 20: Lasttilfelle WL Søyle Y- modellert i FEM-Design. Sone D er på venstre side av modellen, sone E er på høyre side.

8.2.2 Vindlast gruppe 2 (Wind load 2)

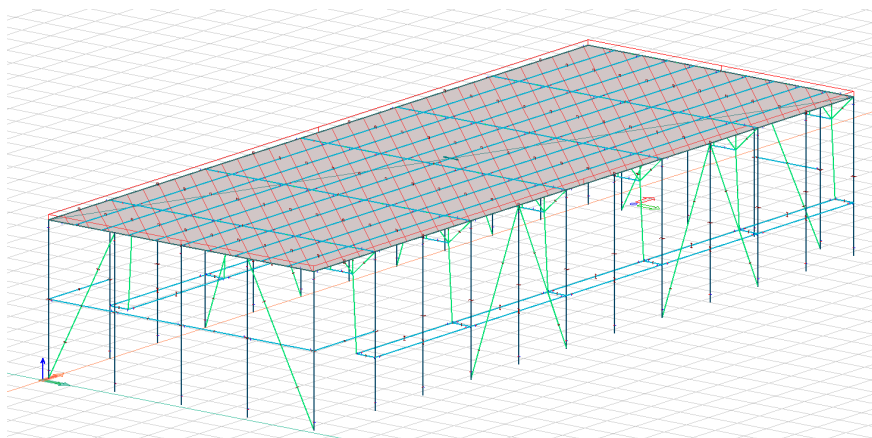
I vindlast gruppe 2 modelleres vindlasten på taket med verdiene beregnet i avsnitt 7.5.3 og vist i tabell 22. Gruppen inneholder to lasttilfeller, WL Tak Trykk og WL Tak Sug. Både WL Tak Trykk og WL Tak Sug påføres konstruksjonen som en jevnt fordelt flatelast.



Figur 21: Snitt av vindlast på taket modellert i FEM-Design.

8.2.3 Snølast (Snowload)

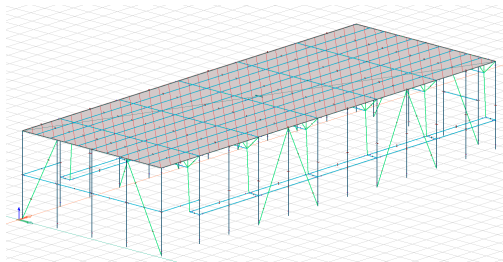
I snølast gruppen modelleres snølasten som ble beregnet i avsnitt 7.4 Snølasten legges på konstruksjonen som en projisert last i henhold til NS-EN 1991-1-3.



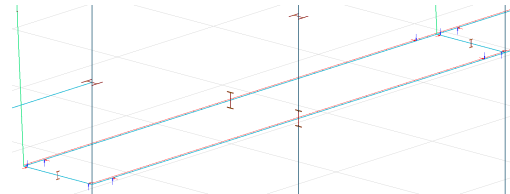
Figur 22: Snølasten modellert i FEM-Design, $2.4kN/m^2$.

8.2.4 Permanente laster (LG-1)

I gruppen Permanente laster modelleres de egenlastene som ble beregnet i avsnitt 7.3. Denne gruppen inkluderer egenvekten fra konstruksjonselementene.



(a) Egenvekt på taket, $0.24kN/m^2$

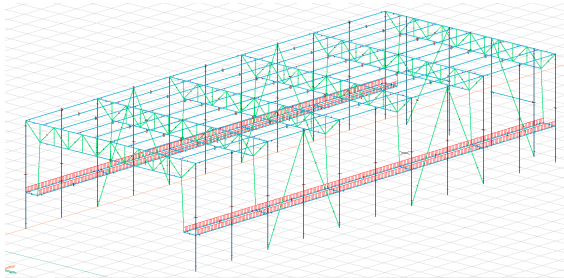


(b) Egenvekten på gangbroen, $2 \times 0.136kN/m$

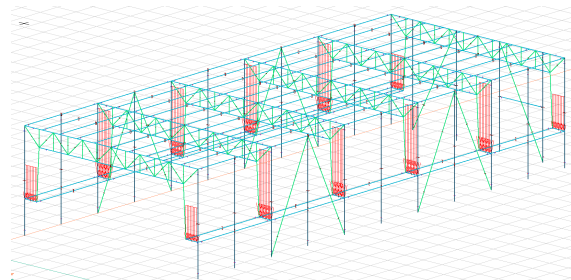
Figur 23: Egenvektene modellert i FEM-Design.

8.2.5 Nyttelaster (LG-2)

I gruppen Nyttelaster modelleres lasttilfellene av nyttelaster, NL Gangbro og NL Gangbro 2. Beregningene av lastene kan sees i avsnitt 7.2.



(a) Nyttelast tilfelle 1 på gangbro, $3.25kN/m$.
Utkragerbjelkene i endene av gangbroen er belastet med halv last



(b) Nyttelast tilfelle 2 på gangbro, $43kN/m$ belastet på hver bjelke.

Figur 24: Nyttelastene modellert i FEM-Design.

8.3 Lastkombinasjoner

Ut i fra lastgruppene beskrevet i avsnitt 8.2, genereres lastkombinasjoner automatisk. Fastsettelse av partialfaktorene er beskrevet i avsnitt 2.7.1. Kombinasjonsfaktorene ψ_0 , ψ_1 og ψ_2 bestemmes i henhold til NS-EN 1990 Tabell NA.A1.1. Kombinasjonsfaktorene slås sammen med partialfaktorene for å danne de endelige lastfaktorene som brukes til lastkombinering.

Tabell 28: Kombinasjonsfaktorer til Nyttelastene

Lasttilfelle	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Vindlast Gruppe 1	0.6	0.2	0.0
Vindlast Gruppe 2	0.6	0.2	0.0
Snølast	0.7	0.5	0.2
Nyttelaster, kategori C	0.7	0.7	0.6

Kombinasjoner genereres i bruddgrense tilstand ULS etter ligning 6.10a og 6.10b i NS-EN 1990 (se tabell 5). I bruksgrense genereres det kombinasjoner i tilstandene ofte forekommende SFLS, og tilnærmet permanent SqLS (se tabell 6).

Lastkombinasjonene som blir dimensjonerende presenteres under resultat kapittelet. Alle kombinasjoner generert i analysen kan sees i beregningsrapporten til ÅBK hallen, vedlegg 4.

8.4 Materialsort og materialfaktorer

Stålsorten settes som S355. Materialfaktorene på stål settes som følgene i henhold til NS-EN 1993-1-1 NA 6.1:

$$\gamma_{M0} = 1.05$$

$$\gamma_{M1} = 1.05$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

8.5 Steel-Design

8.5.1 Design-Groups

I forbindelsen med analysen sorteres alle konstruksjons-emenene inn i *Design-Groups*. Alle endringer som blir gjort på et element i en slik gruppe, blir gjort på alle andre elementer i gruppen.

Følgende Design-Groups er opprettet.

Tabell 29: Design-Gruppene i FEM-Design

Design Group	Beskrivelse
Søyler	Søylene i fagverksrammen
Overgurt	
Undergurt	
Dstav	Fagverkets diagonale staver
Vstav	Fagverkets vertikale staver
Kortsøyle	Søylene plassert i akse 1 og støttesøylene i akse 7
Støttesøyle	Støttesøylene mellom søylene i fagverksrammen
Vind Lang	Vindstag i langsiden
Vind Kort	Vindstag i kortsiden
Veggstag	Stagene på kortsiden som hjelper med knekk lengder
Bjelke akse 1	
Takås	
Gangbro Utkrager	
Gangbro Bjelke	
Brostag	Staget som holder gangbro utkrager i fra fagverket

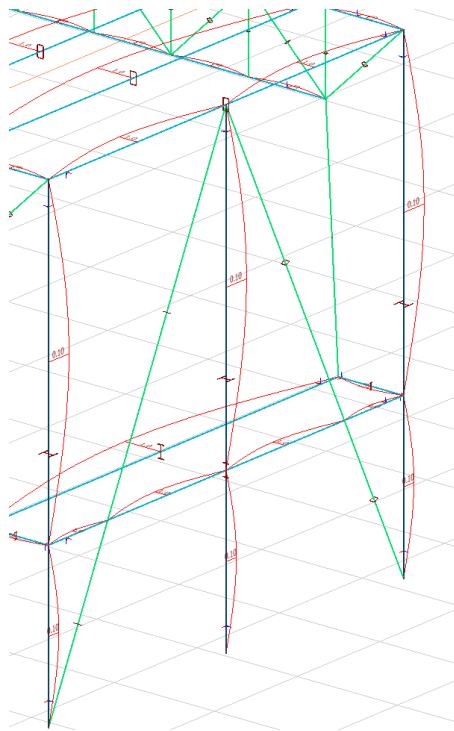
8.5.2 Knekke- og vippelengder

I Steel-Design fanen er det mulig å definere knekke og vippelengder på *Beam*, og *Column* elementer. FEM-Design vil som default alltid modellere knekkkurver fra knutepunkt til knutepunkt, med en knekk lengde l_k på 1. Knekk lengder kan defineres om to akser.

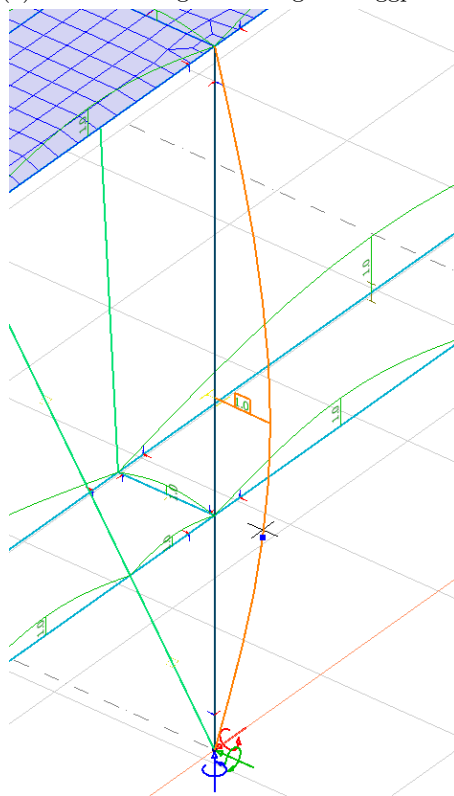
I modellen settes knekk lengden parallelt med veggplanet til alle søyler lik 0.1, under den antagelse om at vegg systemet fastholder for knekking i veggplanet (figur 25a). Knekk lengde vinkelrett på veggplanet er satt lik 1. For søylene i hjørnene av hallen settes begge knekk lengder lik 0.1 (fastholdt i begge retninger).

Knekk kurven vinkelrett på veggplanet settes til hele lengden av søylen. Her vurderes det at de langsgående bjelkene til gangbroen vil støtte opp mot knekking, men ikke fastholde den helt slik at knekk kurven kan deles i to (figur 25b).

Gangbroens langsgående bjelker modelleres med antagelsen om at de vil kunne fastholdes mot vipping ved at de støttes opp i midten av bjelken, enten av forsterkende plater eller stag. Vippelengden settes lik 1, men vippekurven spenner kun halve bjelken (figur 26).

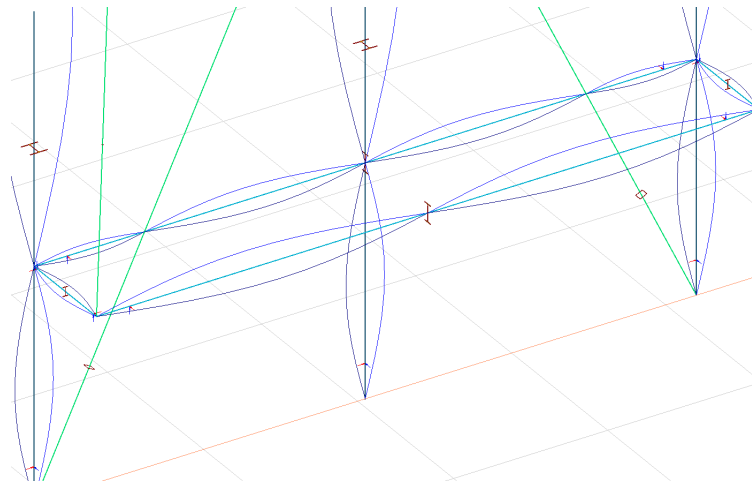


(a) Knekkurve og knekkengde i veggplanet



(b) Knekkurve og knekkengde vinkelrett på veggplanet

Figur 25: Knekkelengder og -kurver modellert i FEM-Design.



Figur 26: Vippekurver modellert i FEM-Design.

8.5.3 Auto-Design

Auto-Design funksjonen i Steel-Design sjekker automatisk alle tilgjengelige tverrsnitt opp mot de beregningene som er gjort på konstruksjonen, for å finne de tverrsnittene som gir høyest utnyttelsesgrad og lavest samlet vekt. Auto-Design er valgt som metode fordi den kan optimalisere konstruksjonene på en måte som ikke er mulig manuelt.

Auto-Design fungerer sammen med Design Groups, slik at det største dimensjonerende tverrsnittet funnet i en design gruppe, vil bli dimensjonerende for hele gruppen. I tillegg kan Auto-Design settes til å kun sjekke grupper opp mot valgte tverrsnittstyper. For søyle-gruppene sjekker Auto-Design kun HEA- og HEB-profiler. For gangbrobjelkene sjekkes kun IPE-profiler og brostaket sjekkes kun mot sirkulære, hule profiler. For de øvrige gruppene sjekker FEM-Design kun etter varmvalsede rektangulære/kvadratiske profiler.

8.5.4 Kontroll av Tverrsnitt

Tverrsnittene valgt i Auto-Design kontrolleres i *Check* fanen. Resultatene kontrolleres i bruddgrensetilstand opp mot krav gitt i stålstandarden NS-EN 1993-1-1. Kravene som kontrolleres opp mot er:

Tabell 30: Kravene Steel-Design kontrollerer etter

Krav	FEM-Design forkortelse	NS-EN 1993-1-1 Kapittel
Tverrsnittskapasitet	RCS	6.2.1 - 6.2.8
Knekking	FB	6.3.1
Torsjon	TFB	6.3.1
Vipping om øvre flens	TFB	6.3.2.4
Vipping om nedre flens	LTB,t	6.3.2.4
Interaksjon	IA	6.3.3

I bruksgrensetilstand kontrolleres Takås gruppen i ofte forekommende kombinasjon. Nedbøyningskravet settes til halve høyden av overgurten for å sikre 9 meters høyde fra gulv til tak (ved antagelsen om at takås monteres oppå overgurt, og at senterlinjen til overgurten ligger på 9 meters høyde). Den øvrige konstruksjonen kontrolleres i tilnærmet permanent kombinasjon, med nedbøyningskrav på $L/250$ i henhold til NS-EN 1990 Tabell NA.A1(904).

9 Laster Generell Hall

Ved beregning av lastene til det generelle hallkonseptet brukes den samme plasseringen som med hallen til Ålesund Badmintonklubb; Ålesund kommune. Med det så brukes samme verdi for karakteristisk snølast s_k , og det samme vindkasthastighetstrykket q_p ved dimensjonering av henholdsvis snø- og vindlaster.

9.1 Egenvekter

Som nevnt i avsnitt 7.3, så beregnes egenvekten til konstruksjonselementer automatisk i FEM-Design i lasttilfeller med type *Structural Dead Load*. Det dimensjonerende taksystemet fra hallen til ÅBK brukes igjen her. Egenvekten fra taksystemet er beregnet i avsnitt 7.3, og kan leses av fra tabell 31 (tilfelle inkludert TRP-Platen). Lastene regnes om til linjelaster etter ligning 7.

Tabell 31: Egenlast fra Tak, generelt konsept.

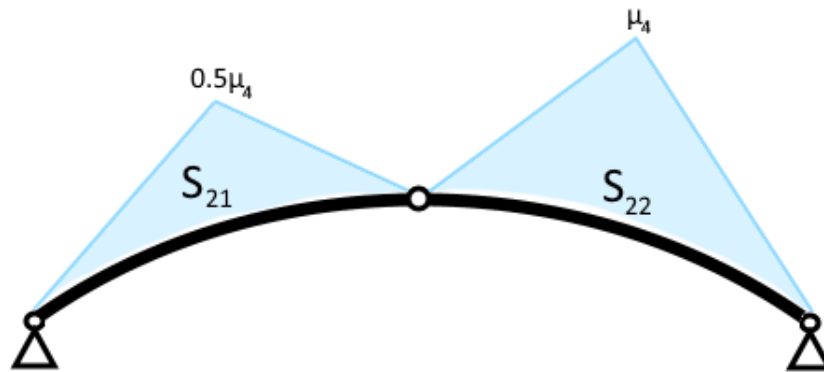
Tilfelle	Flatelast	Spenn	Last
Inkl. TRP Plater	$0.349kN/m^2$	8.0m	$2.8kN/m$

9.2 Snølaster

Karakteristisk snølast settes lik den snølasten beregnet i avsnitt 7.4, $s_k = 3.0kN/m^2$. Koeffisientene c_e og c_t forblir lik 1. Med det kan ligning 3 skrives om som:

$$S = \mu * C_t * C_e * S_k = \mu * S_k \quad (16)$$

For det buede taket til det generelle hallkonseptet må det vurderes to lasttilfeller som angitt av NS-EN 1991-1-3; et tilfelle med jevnt fordelt last, og et tilfelle med snødriver (figur 27). Lasttilfellene bestemmes fra NS-EN 1991-1-3 avsnitt 5.3.5(2), avsnitt 5.3.5(3) og figur 5.5.



Figur 27: Form og formfaktorer i lasttilfellet med snødrivere på taket (Norsk Standard, 2015)

Lasttilfelle 1 virker på det området av taket der takvinkelen $\alpha < 60^\circ$. Som angitt av figur 5.5 settes formfaktoren i lasttilfelle 1 lik 0.8.

$$S_1 = s_k * 0.8 = 3.0kN/m^2 * 0.8 = \underline{2.4kN/m^2}$$

Lasttilfelle 2 virker også på det området av taket der takvinkelen $\alpha < 60^\circ$. Lasttilfellet her danner to små ”topper” av snø med formfaktorer μ_4 og $0.5 * \mu_4$. Formfaktoren μ_4 bestemmes fra figur 5.4 i NS-EN 1991-1-3. For buer med et forhold mellom høyde og bredde på 0.18 eller høyere settes formfaktoren $\mu_4 = 2$. Snølastene fra snødriverene blir med det henholdsvis;

$$\frac{h}{b} = \frac{8.7m}{18.0mm} = 0.483 \geq 0.18 \Rightarrow \mu_4 = 2.0$$

$$S_{21} = s_k * 0.5 * \mu_4 = 3.0kN/m^2 * 1.0 = \underline{3.0kN/m^2}$$

og

$$S_{22} = s_k * \mu_4 = 3.0kN/m^2 * 2.0 = \underline{6.0kN/m^2}$$

Tabell 32: Snølastene regnet om til linjelast

Tilfelle	Flatelast	Spenn b	Linjelast
S1	$2.4kN/m^2$	8.0m	$19.2kN/m$
S21	$3.0kN/m^2$	8.0m	$24kN/m$
S22	$6.0kN/m^2$	8.0m	$48kN/m$

9.3 Vindlaster

Den utvendige formfaktoren c_{pe} på et buet tak bestemmes ut fra NS-EN 1991-1-4 figur 7.11. Ved dimensjonering av vindlasten til det generelle hallkonseptet sees det bort i fra virkningen av innvendig overtrykk/undertrykk (formfaktorene c_{pi}). Følgende halldimensjoner brukes i beregningen av formfaktorene:

Tabell 33: Halldimensjoner tatt i bruk ved beregning av formfaktorer på buet tak.

h	f	d	f/d	h/d
0.0m	8.7m	18.0m	0.483	0

Med verdiene for f/d og h/d fra tabell 33, leses formfaktorer av fra figur 7.11. Vindlastene på buen kan sees i tabell 34.

Tabell 34: Vindlaster på taket til det generelle konseptet.

Sone	c_{pe}	Vindkasthastighet	Spenn	Last
A	0.76	$1.332kN/m^2$	8.0m	8.099kN/m
B	-1.17	$1.332kN/m^2$	8.0m	-12.468kN/m
C	-0.4	$11.332kN/m^2$	8.0m	-4.263kN/m

10 Oppbygging av FEM-Design Modell Generelt Konsept

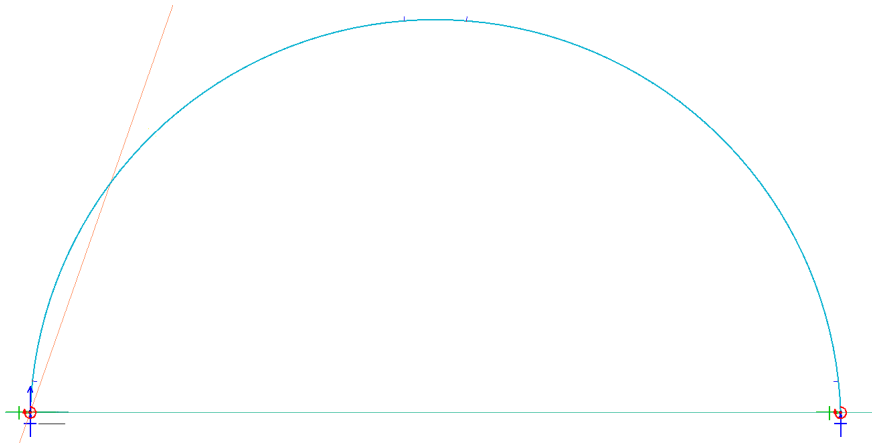
Som nevnt i avsnitt 4.1, er analysen av bæresystemet til det generelle konseptet forenklet. Det sees kun på en bue. Siden egenlast på tak, snølast og vindlast mot taket er uavhengig av selve lengden av hallen, vil samme bue kunne brukes ved eventuelle utvidelser av hallen, så lenge avstanden mellom buer ikke overskrider 8 meter.

To buer skal vurderes og sammenlignes; en i limtre, og en i stål. Begge buene har de samme dimensjonene, samme laster og lastkombinasjoner. Den eneste forskjellen er materiale.

10.1 Oppbygging av modell

10.1.1 Bue

Bæresystemet modelleres som en tre-ledds bue (se figur 4). Buen består av to buesegmenter som er leddet både i topp og i opplager. Figur 28 viser buen modellert i FEM-Design. Forbindelser og opplagerene har samme innstillinger som i ÅBK modellen.



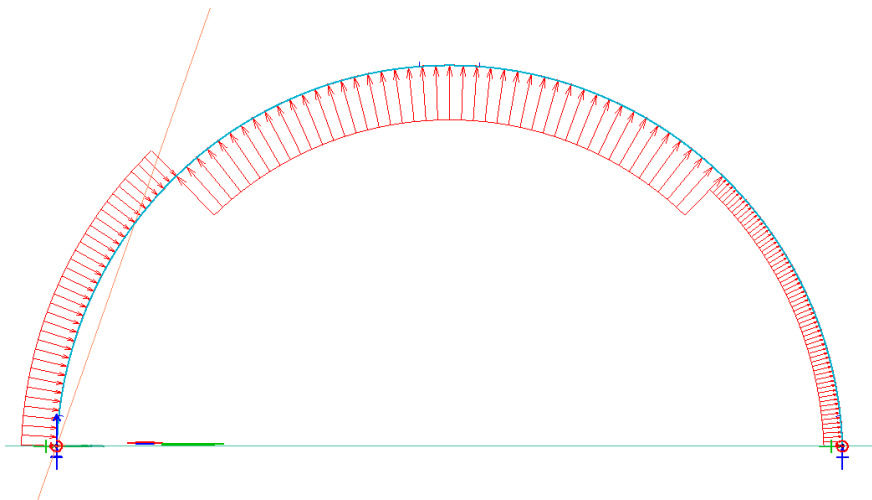
Figur 28: Buen modellert i FEM-Design.

10.2 Lasttilfeller og Lastgrupper

Lasttilfelle Egenlast settes som type *Structural Dead Load*, slik at egenvekten til konstruksjonen regnes med i lasttilfellet. Øvrige lasttilfeller settes som type ordinary. Lasttilfellene fordeles i følgende lastgrupper:

10.2.1 Vindlast

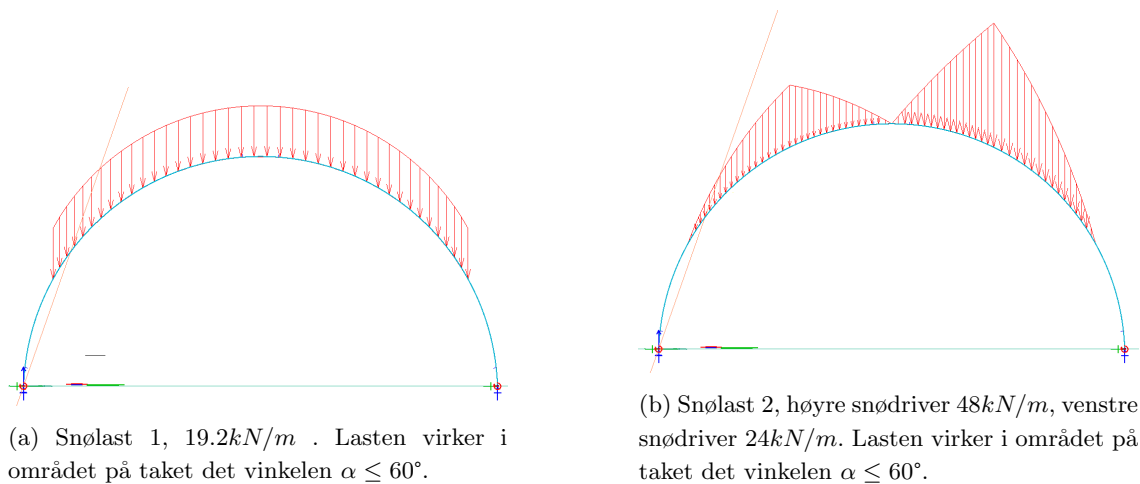
Vindlasten beregnet i avsnitt 9.3 vises i figur 29. Det modelleres 2 tilfeller av vindlast, og tilfellene er speilvendte om hverandre. Vindlasten settes til å virke vinkelrett på buen.



Figur 29: Vindlast til det generelle konseptet. Sone A $8.099kN/m$, Sone B $-12.468kN/m$ og Sone C $-4.263kN/m$

10.2.2 Snølast

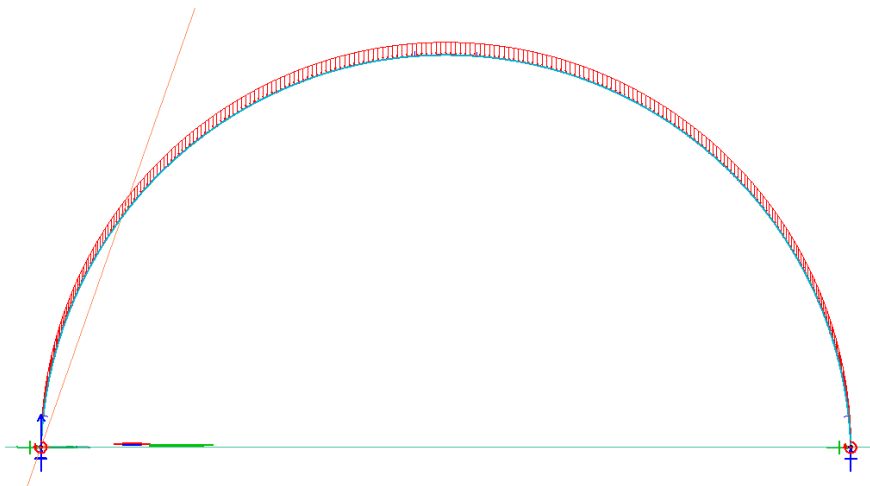
De to tilfellene av snølast beregnet i avsnitt 9.2 vises i figur 30. Snølastene legges på som en projisert last.



Figur 30: Snølastene til det generelle konseptet modellert i FEM-Design.

10.2.3 Egenlast

Egenlasten (de permanente lastene) beregnet i avsnitt 9.1 vises i figur 31. Egenvekt fra konstruksjonen er inkludert i dette tilfelle.



Figur 31: Egenvektene modellert i FEM-Design, 2.8 kN/m

10.3 Lastkombinasjoner

Lastkombinasjonene til det generelle konseptet genereres på samme måte som lastkombinasjonene til ÅBK-Hallen, med de samme partialfaktorene beskrevet i avsnitt 2.7.1, og de samme kombinasjonsfaktorene som i tabell 28.

10.4 Materialtyper og materialfaktorer

Materialfaktor på limtre, γ_M fastsettes i henhold til NS-EN 1995-1-1 Tabell 2.3. Limtrebjelkens materialtype settes som GL32H.

$$\gamma_M = 1.25$$

Materialfaktorene på stål, γ_M fastsettes i henhold til NS-EN 1993-1-1 NA 6.1. Stålsorten settes som S355.

$$\gamma_{M0} = 1.05$$

$$\gamma_{M1} = 1.05$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

10.5 Knekk- og vippelengder

Buen antas å fastholdes mot vipping av taksystemet (Crocetti mfl., 2015, s. 194). Vippelengden til buen settes som *Restrained* (fastholdt på norsk). Taksystemet vil også støtte opp om knekking om svak akse (Crocetti mfl., 2015, s. 193). Knekkklengden om svak akse settes til 0.1. Etter anbefaling fra Limtreboka settes knekkelengden om sterk akse til 1.25 (Crocetti mfl., 2015, s. 195). Stålbuen bruker også de samme verdiene for vippe- og knekkelengder.

10.6 Kontroll

Resultatene av limtre analysen i FEM-Design kontrolleres i *Check* fanen. Resultatene kontrolleres opp mot krav gitt i trestandarden NS-EN 1995-1-1. Denne kontrollen er forenklet, og faktorer som tar hensyn til lastvarighet (k_{mod}) er ikke endret på utover de verdiene som har vært forhåndprogrammert i FEM-Design.

Tabell 35: Kravene Timber-Design kontrollerer etter

Krav	FEM-Design forkortelse	NS-EN 1995-1-1 Kapittel
Bøying og Strekk	T	6.2.3
Bøying og Trykk	C	6.1.4, 6.2.4
Skjær og Torsjon	S	6.1.7, 6.1.8
Knekking om akse 1	FB1	6.3.2
Knekking om akse 2	FB2	6.3.2
Vipping	LTB	6.3.3
Bøying ved toppunkt	AB	6.4.3
Strekk ved toppunkt	AT	6.4.3

Analysen av Stålbuen kontrolleres noe enklere. Så vidt meg bekjent, gir ikke stålstandarden NS-EN 1993-1-1 noen klar gjennomgang for sjekk av stålbuer. Dette støttes opp av at det ikke er mulig med en kontroll i *Check*-fanen av stålbuen i *Steel-Design*.

I bakgrunn av dette kontrolleres stålbuen mot spenninger. Stålbuen sjekkes også ved håndberegninger opp mot knekking, som beskrevet i NS-EN 1993-1-1 6.3.1. Her vil buen betraktes som en stav, og største opptredende trykk i buen blir den dimensjonerende trykkraften.

I bruksgrensetilstand kontrolleres buene mot nedbøyningskrav i tilnærmet permanente tilfeller på $L/250$ henhold til NS-EN 1990 Tabell NA.A1(904). Med buelengde L på 13.8 meter er nedbøyningskravet 55.2mm.

10.7 Valg av tverrsnitt

Både for limtrebuen og stålbuen tilater ikke FEM-Design Auto-Design av elementet. Dermed undersøkes flere forskjellige tverrsnitt, før et passende tverrsnitt som gir god utnyttelse velges.

11 Utvikling av konsept i Revit

Revit-modellene til hallene modelleres etter målene beskrevet i avsnitt 6.1 og 6.2. Hovedhensikten med Revit modellene er å konkretisere konseptene etter krav som stilles, og som kan brukes som utgangspunkt til prising.

11.1 Fra FEM-Design til Revit

Beskrivelse av bæresystem til ÅBK hallen og det generelle konseptet er beskrevet i henholdsvis avsnitt 8 og 10.

Bæresystemet til ÅBK-hallen overføres til Revit ved hjelp av Grasshopper scriptene beskrevet i kapittel 3. Som med FEM-Design modellen gjøres dette som en tidsbesparelse.

Buene til de generelle hallene modelleres manuelt i Revit. Buene modelleres i aksene beskrevet i 6.2. Buene modelleres på en ringmur som er 0.3m høy. Buene er modellert som en kontinuerlig, buet *Beam* element.

11.2 Prinsipp for oppbygging av innvendig klubbareal

Det innvendige klubbarealet i konseptene utføres i treverk, og behandles mtp. prosjektering som et trehus, og sees på som sin egne lille konstruksjon inne i hallen. Dimensjonering av vegger og gulvbjelkelag er gjort ut fra preaksepterte løsninger fra SINTEF Byggforskserien og boka Trehus.

11.3 Levels

Høydenivåene på hallen modelleres med *Levels*. Utover etasjehøydene beskrevet i figur 8, modelleres Revit modellene med følgende levels:

Tabell 36: Revit Levels i ÅBK modellen

Level	Høyde
Parapet	10.250m
Overkant, overgurt	9.520m
Senterlinje, undergurt	7.950m
3. etasje	6.460m
2. etasje	3.450m
Ringmur	0.950m
Grunn	0.450m
Plan U1	0.000m

Tabell 37: Revit Levels i de generelle hallene

Level	Høyde
Underkant tak	9.000m
Plan 1	3.000m
Ringmur	0.300m
Grunn	0.000m
Fundament	-0.500m

11.4 Vegger, tak og bjelkelag

11.4.1 Vegger

Veggelementer i Revit modelleres som *Walls* elementer.

Veggløsningene som skal brukes til hallene velges etter u-verdi kravene som stilles av TEK17 (tabell 7). For yttervegger er minstekravet på $0.22W/(m^2K)$. Stivheten til ytterveggene til ÅBK hallen kontrolleres med verktøy fra produsent (Vedlegg 8).

11.4.2 Tak

Takelementer modelleres i Revit som *Roof* element.

Til taket vurderes det en ekstra takløsning, i tillegg til den som har vært brukt til dimensjonering av hallene.

Den dimensjonerende løsningen er en løsning bestående av korrugerte stålplater (TRP), med isola-

sjon og tekking lagt oppå. Denne tak-sandwichen ligger oppå ståelementer, takåsen. Isolasjonstykkelsen bestemmes etter U-verdi krav fra TEK17. TRP-platen vurderes etter bæreevne, og kontrolleres ved hjelp av kalkulasjonverktøy fra produsent (vedlegg 8). Ved vurdering av tak-alternativer vurderes takås elementene beskrevet i avsnitt 8.1.9 som en del av denne takløsningen.

Det andre takkonseptet som skal vurderes er lettak-elementer produsert av Lett-Tak. Egenvekten til lettak-elementene taket er ikke fastsatt, og det gjøres en antagelsen om at disse lettak-elementene *ikke* vil gi noen økt belastning på taket i forhold til det dimensjonerende TRP-Taket, og at stivheten forblir den samme. (Veileder ved Multiconsult anslår egenvekten til å være rundt 0.4 til $0.5kN/m^2$). Takås-elementene vurderes ikke som en del av dette alternativet.

11.4.3 Gulvbjelkelag

Gulvbjelkelagene bestemmes etter anvisninger fra SINTEF Byggforsk i Trehusboka.

Gulvbjelkene modelleres inn som et *Beam System*. Oppbyggingen av gulvet (isolasjon, parkett, himling) er modellert som et *Floor* element.

11.5 Fasadepaneler

Fasadepanelene modelleres som *Curtain-Wall* elementer. Disse modelleres kun av visuelle hensyn, og er ikke tatt med i materialliste til prising. Deler av fasade panelene modelleres vha. et Dynamo Script for å få ønsket effekt på fargevariasjonen på panelene.

11.6 Fundamenter, støttemur og plate

Fundamenter, størmur og plate på grunn er modellert i betong. Disse er ikke prosjektert i denne oppgaven (som beskrevet i avsnitt 1.5 Avgrensning. Tykkelser på disse elementene er satt etter forslag fra veileder i Multiconsult. Disse beskrives ikke videre i resultater.

11.7 Beslag

Beslag modelleres som en *Component* som er modellert direkte inn i modellen (*Model In-Place*). Disse er heller ikke tatt med i materialister til prising.

11.8 Kartlag

I Revit modellen til ÅBK hallen legges det inn et kartlag. Dette kartlaget er importert fra en DWG (Autocad) tegning, og inneholder informasjon om både terreng og bygninger i et valgt område på Hatlane i Ålesund. Hovedformålet med terrenglaget er å gi en reell kontekst i forbindelse med visualiseringen i Twinmotion. Kart-dataene er levert av Ambita AS.

12 Metode for prising

Prisingen utføres av en ekstern entreprenør, Nordang AS (Peab). Som grunnlag for prisingen blir de tilsendt materialliste generert fra Revit ved hjelp av Revit Schedules. Revit Schedules kan generere lister over alle modellerte elementer i en Revit modell. Med i materiallisten er de viktigste elementene i hallene, med relevant informasjon om disse inkludert, som vekt av bæresystem, bjelketyper, betong areal, takareal med beskrivelse av takelementer, veggareal med beskrivelse av veggelementer, gulvareal med beskrivelse av oppbygging etc.

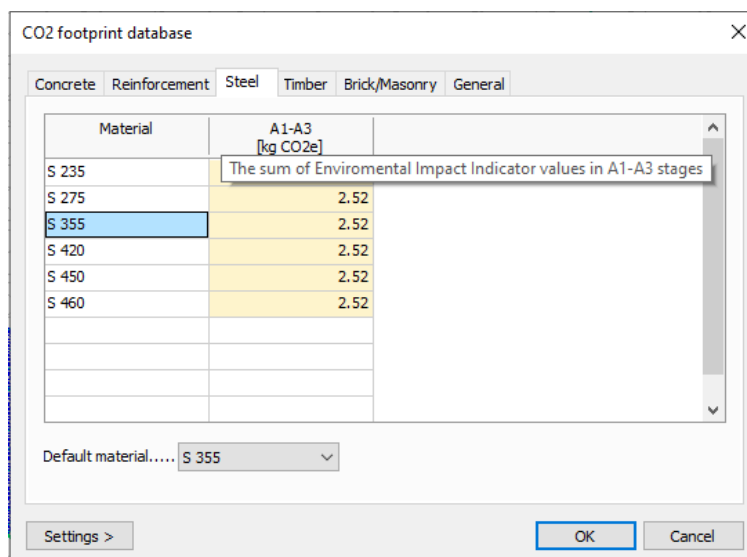
Tilskudd som er mulig å få fra spillemidler vurderes etter bestemmelsene beskrevet i *Bestemmelser om tilskudd til anlegg for idrett og fysisk aktivitet - 2023* (se avsnitt 2.11.1).

13 Metode for miljøberegninger

Ved analyse av klimagassutslippene avgrenses det til å kun se på bæresystemene. Data om klimagassutslipp om stål og limtre hentes fra forhåndsprogrammerte verdier i FEM-Design (tabell 38). Verdiene fra FEM-Design baserer seg på utslipp i LCA-fase A1-A3 (figur 32), og er hentet fra Boverkets klimadatabase (Strusoft, 2024b).

Tabell 38: Utslipp kg. CO₂eq. pr kg. produkt

Materiale	Utslipp
Stål	2.52 CO ₂ eq. per kg
Limtre	0.106 CO ₂ eq. per kg



Figur 32: CO₂ instillinger i FEM-Design. Tallene i FEM-Design baserer seg på utslipp i LCA-fase A1-A3

14 Visualisering i Twinmotion

Visualiseringen av Revit modellene utføres i Twinmotion for Revit. Revit modellene eksporteres som en datasmith fil Twinmotion. I denne oppgaven inkluderes det kun enkle stillbilder fra visualiseringen.

Del 4 - Resultater og Diskusjon

Del 4 av rapporten tar for seg resultater og diskusjon av analysene og arbeidet som er gjennomført i løpet av bacheloroppgaven.

Resultatene presenteres og diskuteres i 3 deler. Første del tar for seg resultatene av FEM-Design analysen. Del 2 ser på resultatet av oppbyggingen av konseptene i Revit. Del 3 ser på og vurderer bærekraftsaspekter knyttet til miljø og økonomi. Resultatene blir fortløpende diskutert.

Del 4 av avsluttes med en vurdering av metodene som er benyttet, diskusjon aspekter ved gjennomføringen som kunne vært bedre, og en siste vurdering om resultatmålene presentert i problemstillingen er gjennomført.

15 Resultater og diskusjon, FEM-Design analyse

Resultatene som presenteres her er resultatene fra FEM-Design analysen. For hver konstruksjonsdel (Design Group) presenteres tverrsnittet som er valgt i gruppen og hva som blir dimensjonerende bruddform. Det presenteres hvilken lastkombinasjon som er dimensjonerende for gruppen, og utnyttelsen i det valgte konstruksjonselementet. Resultater som er av ekstra interesse diskuteres dypere.

15.1 Hall ÅBK

Informasjon om lastkombinasjoner, tverrsnitt, fordeling av krefter, og kontroll beregninger utført av FEM-Design på konstruksjonselementene kan sees i beregningsrapporten til ÅBK-hallen, vedlegg 4. Tverrsnittene til ÅBK hallen er funnet gjennom bruk av Auto-Design i FEM-Design.

15.1.1 Utnyttelse Fagverk - Overgurt

Valgt tverrsnitt er VKR 140x70x5 (høyde, bredde, tykkelse). I Revit er tverrsnittet definert med navnet HFRHS 140x70x5. VKR 140x70x5 er et varmvalset, rektangulært tverrsnitt.

Tverrsnittskapasiteten mot aksialkrefter (trykk og moment, NS-EN 1993-1-1 6.2) blir dimensjonerende for overgurtene i bruddgrensetilstand, med en utnyttelse på 97%. Dimensjonerende lastkombinasjon er LC37ULS. Snølast er dominerende variabel last.

Member	Section	Maximum	Combination	RCS	FB	TFB	LTB,t	LTB,b	SB	IA
		%		%	%	%	%	%	%	%
B.1.1	VKR 140x70x5	97	37 LC37ULS	97	66	62	32	37	-	93

Figur 33: Utnyttelse i dimensjonerende overgurt, element B.1.1

37	LC37ULS	Ultimate	1.202	DL (+Struc. dead load)
			1.500	SL
			0.900	WL Søyale X-
			1.050	NL Gangbro 2
			0.900	WL Tak Trykk

Figur 34: Dimensjonerende lastkombinasjon for overgurten, LC37ULS

15.1.2 Utnyttelse Fagverk - Undergurt

Valgt tverrsnitt er VKR 180x180x6.3. I Revit er tverrsnittet definert med navnet HFSHS 180x6.3. VKR 180x180x6.3 er et varmvalset, kvadratisk tverrsnitt.

Tverrsnittskapasiteten mot aksialkrefter (strek og moment, NS-EN 1993-1-1 6.2) blir dimensjonerende for undergurtene i bruddgrensetilstand, med en utnyttelse på 99%. Dimensjonerende lastkombinasjon er LC35ULS. Snølast er dominerende variabel last.

Member	Section	Maximum	Combination	RCS	FB	TFB	LTB,t	LTB,b	SB	IA
		%		%	%	%	%	%	%	%
B.2.1	VKR 180x180x6.3	99	35 LC35ULS	99	-	-	12	0	-	-

Figur 35: Utnyttelse i dimensjonerende undergurt, element B.2.1

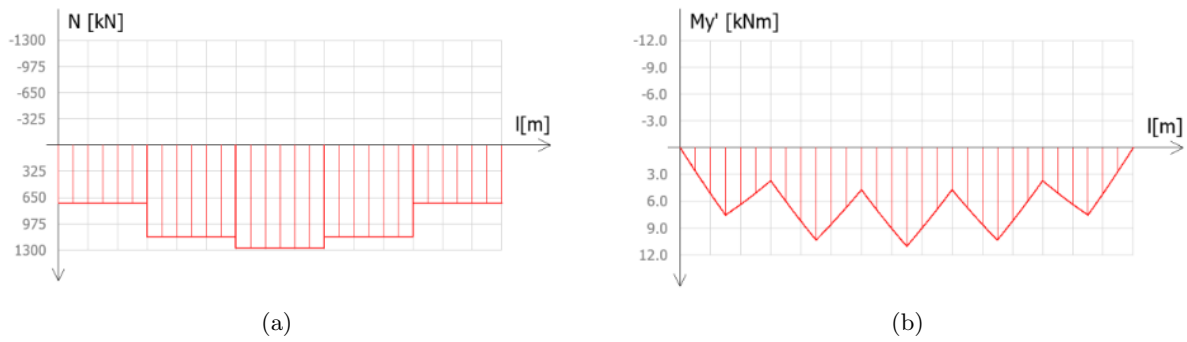
35	LC35ULS	Ultimate	1.202	DL (+Struc. dead load)
			1.500	SL
			0.900	WL Søyale Y-
			1.050	NL Gangbro
			0.900	WL Tak Trykk

Figur 36: Dimensjonerende lastkombinasjon for undergurten, LC35ULS

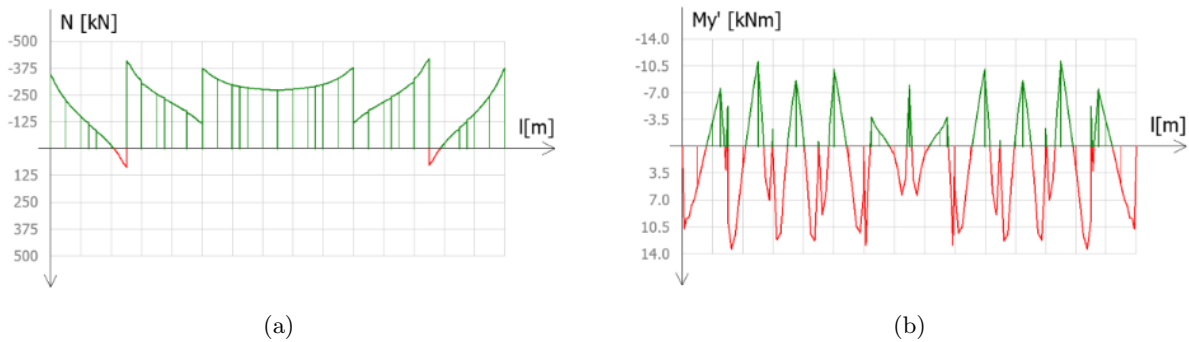
15.1.3 Vurdering av resultat over-og undergurt

Undergurten ender med et tverrsnitt som er betydelig større enn overgurten. Dimensjonerende strekk i undergurten $N_{ed} = 1273$ kN, og i overgurten blir dimensjonerende trykk $N_{ed} = -416$ kN (se vedlegg 4, 6.1 og 6.2).

Sammenligner man fordelingen av kreftene i elementene, ser man store forskjeller. Undergurten har en mye ryddigere og jevnere fordeling (figur 37) enn overgurten (38).



Figur 37: Kraftfordeling i dimensjonerende undergurt. Strekk (a) og moment (b)



Figur 38: Kraftfordeling i dimensjonerende overgurt. Trykk (a) og moment (b)

Sammenlignes diagrammene over med kraftdiagrammene fra et fagverk beregnet i en annen bacheloroppgave fra NTNU (Møllekgård, Malmei og Zapffe, 2020, figur 8.5, s. 63), så tyder det på at de største kreftene og fordelingen av krefter i over- og undergurt burde vært mer eller mindre like. Her mistenkes det at TRP-platen påvirker kreftene i overgurten, og at det er noen uventede/uønskede koblinger som skjer mellom overgurten og platen, muligens også takåsen, som forklarer disse resultatene.

15.1.4 Utnyttelse Fagverk - Diagonalstaver (Dstav)

Valgt tverrsnitt er VKR 80x80x6.3. I Revit er tverrsnittet definert med navnet HFSHS 80x6.3.

Stabilitet mot knekking om begge akser som følge av trykkrefter (NS-EN 1993-1-1 6.3.3) blir dimensjonerende for de diagonale staverne i fagverket i bruddgrensetilstand, med en utnyttelse på 99%. Dimensjonerende lastkombinasjon er LC37ULS. Snølast er dominerende variabel last.

Member	Section	Maximum %	Combination	RCS %	FB %	TFB %	LTB,t %	LTB,b %	SB %	IA %
B.14.1	VKR 80x80x6.3	99	37 LC37ULS	70	99	70	-	-	-	-

Figur 39: Utnyttelse i dimensjonerende diagonalstav, element B.14.1

15.1.5 Utnyttelse Fagverk - Vertikalstaver (Vstav)

Valgt tverrsnitt er VKR 50x50x3. I Revit er tverrsnittet definert med navnet HFSHS 50x3.

Stabilitet mot knekking om begge akser som følge av trykkrefter (NS-EN 1993-1-1 6.3.3) blir dimensjonerende for de vertikale staverne i fagverket bruddgrensetilstand, med en utnyttelse på 63%. Dimensjonerende lastkombinasjon er LC35ULS. Snølast er dominerende variabel last.

Member	Section	Maximum	Combination	RCS	FB	TFB	LTB,t	LTB,b	SB	IA
		%		%	%	%	%	%	%	%
T.3.1	VKR 50x50x3	63	35 LC35ULS	41	63	41	-	-	-	-

Figur 40: Utnyttelse i dimensjonerende vertikalstav, element T.3.1

15.1.6 Utnyttelse Fagverk - Ramme Søyler (Søyler)

Valgt tverrsnitt er HE-A240. I Revit er tverrsnittet definert med navnet HEA240.

Stabiliteten mot knekking som følge av interaksjon mellom trykkrefter og bøyemoment (NS-EN 1993-1-1 6.3.3) blir dimensjonerende for ramme søylene, med en utnyttelse på 84%. Dimensjonerende lastkombinasjon er LC25ULS. Vind i positiv X-retning er dominerende variabel last.

Member	Section	Maximum	Combination	RCS	FB	TFB	LTB,t	LTB,b	SB	IA
		%		%	%	%	%	%	%	%
C.6.1	HE-A 240	84	25 LC25ULS	51	34	25	50	23	-	84

Figur 41: Utnyttelse i dimensjonerende ramme søyle, element C.6.1

25	LC25ULS	Ultimate	1.202	DL (+Struc. dead load)
			1.500	WL Søyle X+
			1.050	SL
			1.050	NL Gangbro 2
			0.900	WL Tak Trykk

Figur 42: Dimensjonerende lastkombinasjon for ramme søylene, LC25ULS

15.1.7 Utnyttelse Søyler, kortvegg (Kortsøyle)

Valgt tverrsnitt er HE-A200. I Revit er tverrsnittet definert med navnet HEA200.

Stabiliteten som følge av interaksjon mellom trykkrefter og bøyemoment (NS-EN 1993-1-1 6.3.3) blir dimensjonerende for søylene i kortveggene, med en utnyttelse på 88%. Dimensjonerende lastkombinasjon er LC31ULS. Vind i positiv Y-retning er dominerende variabel last.

Member	Section	Maximum	Combination	RCS	FB	TFB	LTB,t	LTB,b	SB	IA
		%		%	%	%	%	%	%	%
C.27.1	HE-A 200	88	31 LC31ULS	68	51	29	38	73	-	88

Figur 43: Utnyttelse i dimensjonerende søyle i kortveggene, element C.27.1

31	LC31ULS	Ultimate	1.202	DL (+Struc. dead load)
			1.500	WL Søyle Y+
			1.050	SL
			1.050	NL Gangbro
			0.900	WL Tak Trykk

Figur 44: Dimensjonerende lastkombinasjon for søylene i kortveggene, LC31ULS

15.1.8 Utnyttelse Støttesøyler

Primærfunksjonen til støttesøylene er å gi støtte til hallens veggelementer, som ikke kan antas å tåle et helt spenn på 8.6m.

Valgt tverrsnitt er HE-A200. I Revit er tverrsnittet definert med navnet HEA200.

Stabiliteten som følge av interaksjon mellom trykkrefter og bøyemoment (NS-EN 1993-1-1 6.3.3) blir dimensjonerende for støttesøylene, med en utnyttelse på 95%. Dimensjonerende lastkombinasjon er LC25ULS. Vind i positiv X-retning er dominerende variabel last.

Member	Section	Maximum	Combination	RCS	FB	TFB	LTB,t	LTB,b	SB	IA
		%		%	%	%	%	%	%	%
C.20.1	HE-A 200	95	25 LC25ULS	62	9	5	87	43	-	95

Figur 45: Utnyttelse i dimensjonerende støttesøyle, element C.20.1

15.1.9 Valg av søyletverrsnitt

Alle søylene er satt som HEA-profiler. Et profil som HEA har en høyere stivhet om en akse, profilens sterke akse. Når søylene antas fastholdt av ytterveggene mot knekking i veggplanet, men ikke vinkelrett på veggen, passer det med et tverrsnittstype som er stivere om en akse. Søylene står med sin sterke akse parallelt med veggplanet, slik at dens svake akse støttes av veggen.

15.1.10 Utnyttelse Vindstag, kortvegg (Kortstag)

Valgt tverrsnitt er VKR 140x140x5. I Revit er tverrsnittet definert med navnet HFSHS 140x5.

Stabilitet mot knekking om begge akser (NS-EN 1993-1-1 6.3.3) blir dimensjonerende for vindstagene i kortveggene i bruddgrensetilstand, med en utnyttelse på 85%. Dimensjonerende lastkombinasjon er LC27ULS. Vind i positiv X-retning er dominerende variabel last.

Member	Section	Maximum %	Combination	RCS %	FB %	TFB %	LTB,t %	LTB,b %	SB %	IA %
T.100.1	VKR 140x140x5	85	27 LC27ULS	45	85	45	-	-	-	-

Figur 46: Utnyttelse i dimensjonerende vindstag i kortveggene, element T.100.1

27	LC27ULS	Ultimate	1.202	DL (+Struc. dead load)
			1.500	WL Søyle X+
			1.050	SL
			1.050	NL Gangbro
			0.900	WL Tak Trykk

Figur 47: Dimensjonerende lastkombinasjon for vindstagene i kortveggen, LC27ULS

15.1.11 Utnyttelse Vindstag, langvegg (Langstag)

Valgt tverrsnitt er VKR 100x100x4. I Revit er tverrsnittet definert med navnet HFSHS 100x4.

Stabilitet mot knekking om begge akser (NS-EN 1993-1-1 6.3.3) blir dimensjonerende for vindstagene i langveggene i bruddgrensetilstand, med en utnyttelse på 79%. Dimensjonerende lastkombinasjon er LC29ULS. Vind i positiv Y-retning er dominerende variabel last.

Member	Section	Maximum %	Combination	RCS %	FB %	TFB %	LTB,t %	LTB,b %	SB %	IA %
T.92.1	VKR 100x100x4	79	29 LC29ULS	14	79	14	-	-	-	-

Figur 48: Utnyttelse i dimensjonerende vindstag i kortveggene, element T.92.1

29	LC29ULS	Ultimate	1.202	DL (+Struc. dead load)
			1.500	WL Søyle Y+
			1.050	SL
			1.050	NL Gangbro 2
			0.900	WL Tak Trykk

Figur 49: Dimensjonerende lastkombinasjon for vindstagene i kortveggen, LC29ULS

Løsningen på vindstagene i langveggen, som vist i figur 16a, var en av de siste endringene ble gjort på ÅBK-modellen. Disse stod opprinnelig motsatt veg, i en V-form. Ved nærmere undersøkelser av kreftene gjennom disse stagene ble det observert at de tok lite strekk sammenlignet med trykk, og med det ble knekking et stort problem for stagene.

Når vindstagene så ble snudd, endret lastbildet seg i stavene betydelig ved at de i mye større grad tok opp krefter som strekk og ikke trykk. Denne reduksjonen i trykk gjennom stavene ga økt kapasitet mot knekking, og tverrsnittet til vindstaget kunne med det reduseres.

15.1.12 Utnyttelse Veggstag

Primærfunksjonen til veggstagene er å gi et punkt for vindstagene å kobles inn på for å få ned knekkklengdene på de avstivende stagene.

Valgt tverrsnitt er VKR 70x70x3. I Revit er tverrsnittet definert med navnet HFSHS 70x3.

Stabiliteten som følge av interaksjon mellom trykkrefter og bøyemoment (NS-EN 1993-1-1 6.3.3) blir dimensjonerende for veggstagene, med en utnyttelse på 73%. Dimensjonerende lastkombinasjon er LC17ULS. Vind i negativ Y-retning er dominerende variabel last.

Member	Section	Maximum	Combination	RCS	FB	TFB	LTB,t	LTB,b	SB	IA
		%		%	%	%	%	%	%	%
B.191.1	VKR 70x70x3	73	17 LC17ULS	18	68	9	3	9	-	73

Figur 50: Utnyttelse i dimensjonerende veggstag, element B.191.1

17	LC17ULS	Ultimate	1.202	DL (+Struc. dead load)
			1.500	WL Søyle Y-
			1.050	SL
			1.050	NL Gangbro 2
			0.900	WL Tak Trykk

Figur 51: Dimensjonerende lastkombinasjon for veggstagene, LC17ULS

Veggstagene har, tross for et relativt lite tverrsnitt, mange fordeler for hallen og dimensjoneringen av et par av design gruppene. Som beskrevet i figur 17, hjelper veggstagene med å få ned knekkklengden på vindstagene. Sammenlignet med tidligere utkast til løsninger, gir disse veggstagene en vesentlig økning i kapasitet mot knekking for vindstagene.

Det ble gjort undersøkelser underveis på denne effekten. Det ble sett på et tilfelle hvor vindstagene i kortveggen ble endret til å spenne hele diagonalen, istedet for å bli støttet opp i midten. Med samme tverrsnitt, VKR 140x140x5, resulterte det i en utnyttelse av staven på over 200%, noe som understreker den gode effekten veggstagene har.

Det er også modellert veggstag mellom hjørnesøylene i akse 1 og rammesøylene i akse 2. Her har veggstagene en god effekt på søylene, ved at de støtter opp mot knekking som følge av interaksjon mellom trykkrefter og bøyemoment. Som sett fra analyse resultatene på alle søylene, så er det interaksjon (NS-EN 1993-1-1 6.3.3) som blir dimensjonerende. Ved videre arbeid ville det vært interessant å se hvor mye ekstra utnyttelse man kan få ved videre støtte mot knekking som følge av interaksjon.

15.1.13 Utnyttelse Bjelke, Akse 1

Valgt tverrsnitt er VKR 150x100x4. I Revit er tverrsnittet definert med navnet HFRHS 150x100x4.

Tverrsnittskapasiteten mot spenninger (NS-EN 1993-1-1 6.2.1) blir dimensjonerende for bjelken i bruddgrensetilstand, med utnyttelse på 99%. Dimensjonerende lastkombinasjon er LC41ULS. Snølast er dominerende variabel last.

Member	Section	Maximum %	Combination	RCS %	FB %	TFB %	LTB,t %	LTB,b %	SB %	IA %
B.73.1	VKR 150x100x4	99	41 LC41ULS	99	17	16	53	73	-	85

Figur 52: Utnyttelse i bjelken, element B.73.1

41	LC41ULS	Ultimate	1.202	DL (+Struc. dead load)
			1.500	SL
			0.900	WL Søyale X+
			1.050	NL Gangbro 2
			0.900	WL Tak Trykk

Figur 53: Dimensjonerende lastkombinasjon for bjelken, LC41ULS

15.1.14 Utnyttelse Takås

Valgt tverrsnitt er VKR 220x120x6.3. I Revit er tverrsnittet definert med navnet HFRHS 220x120x6.3.

Tverrsnittskapasiteten mot skjærkrefter (NS-EN 1993-1-1 6.2.6, 6.2.8) blir dimensjonerende for takåsen i bruddgrensetilstand, med utnyttelse på 93%. Dimensjonerende lastkombinasjon er LC21ULS. Vind i negativ X-retning er dominerende variabel last.

Member	Section	Maximum %	Combination	RCS %	FB %	TFB %	LTB,t %	LTB,b %	SB %	IA %
B.148.1	VKR 220x120x6.3	93	21 LC21ULS	93	2	0	60	26	-	16

Figur 54: Utnyttelse i dimensjonerende takås, element B.148.1

21	LC21ULS	Ultimate	1.202	DL (+Struc. dead load)
			1.500	WI Søyale X-
			1.050	SL
			1.050	NL Gangbro 2
			0.900	WL Tak Trykk

Figur 55: Dimensjonerende lastkombinasjon for takåsene, LC21ULS

Forventingene til Takåsen var at moment ville blitt dimensjonerende kraft i en lastkombinasjon

hvor snølasten var dominerende last. Ser man på kraft diagrammene i vedlegg 4 avsnitt 6.12.2, ser man at skjærkreftene og momentene blir veldig høye i enden av elementene, hvor de burde være lik null som følge av leddete forbindelser. Det mistenkes at problemene som er diskutert i forbindelse med overgurten, også spiller inn her, slik at takås elementene oppfører seg innspent. Dette vurderes også som grunnen til at en lastkombinasjon med dominerende vindlast blir dimensjonerende.

15.1.15 Utnyttelse Gangbro Utkrager

Valgt tverrsnitt er IPE120, med samme navn i Revit.

Vippekapasiteten om øvre flens (NS-EN 1993-1-1 6.3.2.2) blir dimensjonerende for bjelken i bruddgrensetilstand, med utnyttelse på 93%. Dimensjonerende lastkombinasjon er LC49ULS. Nyttelast er dominerende variabel last.

Member	Section	Maximum	Combination	RCS	FB	TFB	LTB,t	LTB,b	SB	IA
		%		%	%	%	%	%	%	%
B.76.1	IPE 120	79	49 LC49ULS	60	-	-	79	0	-	-

Figur 56: Utnyttelse i dimensjonerende gangbro utkrager, element B.76.1

49	LC49ULS	Ultimate	1.202	DL (+Struc. dead load)
			1.500	NL Gangbro 2
			0.900	WL Søyler Y-
			1.050	SL
			0.900	WL Tak Trykk

Figur 57: Dimensjonerende lastkombinasjon for gangbro utkrager, LC49ULS

15.1.16 Utnyttelse Gangbro Bjelke

Det valgte tverrsnittet er noe høyere enn nødvendig mtp. kapasitet. Med et mindre tverrsnitt blir nedbøyning problematisk. Valgt tverrsnitt er IPE240, med samme navn i Revit.

Vippekapasiteten om øvre flens (NS-EN 1993-1-1 6.3.2.2) blir dimensjonerende for bjelken i bruddgrensetilstand, med utnyttelse på 71%. Dimensjonerende lastkombinasjon er LC57ULS. Nyttelast er dominerende variabel last.

Member	Section	Maximum	Combination	RCS	FB	TFB	LTB,t	LTB,b	SB	IA
		%		%	%	%	%	%	%	%
B.105.1	IPE 240	71	57 LC57ULS	40	0	0	71	0	-	-

Figur 58: Utnyttelse i dimensjonerende gangbro bjelke, element B.105.1

57	LC57ULS	Ultimate	1.202	DL (+Struc. dead load)
			1.500	NL Gangbro
			0.900	WL Søyale Y-
			1.050	SL
			0.900	WL Tak Trykk

Figur 59: Dimensjonerende lastkombinasjon for gangbro bjelkene, LC57ULS

For begge gruppene i gangbroen velges det IPE-profiler. Disse velges i bakgrunn av deres høye stivhet, som gjør dem til gode alternativer til å spenne avstanden mellom rammene. IPE-profiler er utsatt for vipping som følge av deres slanke profil, så å forsterke mot vipping er viktig for å få utnyttet kapasiteten fullt.

15.1.17 Utnyttelse Brostag

Valgt tverrsnitt er CHS 20-2.6 (diameter, tykkelse), og er et rundt, hult tverrsnitt. I Revit er tverrsnittet definert med navnet HFCHS 20x2.6.

Tverrsnittskapasiteten mot strekkrefter (NS-EN 1993-1-1 6.2) blir dimensjonerende for stagene i bruddgrensetilstand, med utnyttelse på 99%. Dimensjonerende lastkombinasjon er LC52ULS. Nyttelast er dominerende variabel last.

Member	Section	Maximum	Combination	RCS	FB	TFB	LTB,t	LTB,b	SB	IA
		%		%	%	%	%	%	%	%
T.69.1	CHS 20-2.6	97	52 LC52ULS	97	-	-	-	-	-	-

Figur 60: Utnyttelse i dimensjonerende brostag, element B.69.1

52	LC52ULS	Ultimate	1.202	DL (+Struc. dead load)
			1.500	NL Gangbro 2
			0.900	WL Søyale X-
			1.050	SL
			0.900	WL Tak Sug

Figur 61: Dimensjonerende lastkombinasjon for brostagene, LC52ULS

15.1.18 Likevekt og stabilitet

Stabiliteten av konstruksjonen vurderes ut i fra de største deformasjonene som oppstår i bruddgrensetilstand. Fra vedlegg 4, tabell 8.3.1 kan det leses at absolutt største deformasjon i konstruksjonen er på 138mm. Stabiliteten vurderes derfor som OK.

Valget om å modellere alle knutepunkter som leddede forbindelser har gjort behovet for tilstrekkelig avstiving høyst nødvendig. Uten vindstagene og skiven i taket, ville ikke hallen vært stabil. Tabell

8.3.1 viser at stabiliteten er ivaretatt. Å modellere alle forbindelser som leddet vurderes som en mer konservativ metode, da det tar utgangspunkt i at stabiliteten ikke kan forventes fra knutepunktene, og at det innføres aktive tiltak for å sikre den.

Likevekten av krefter vurderes ut i fra vedlegg 4, tabell 8.3.2. Alle kreftene er tatt opp av konstruksjonen, med en beregnet feilprosent på 0% for samtlige lasttilfeller. Summen av kreftene kan virke høye, men det antas at dette er fordi FEM-Design summerer bidragene fra alle små element-inndelinger som den regner på.

15.1.19 Bruksgrense

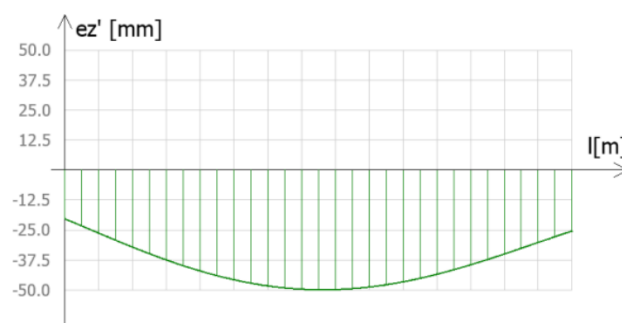
Ofte Forekommende Kombinasjoner

Elementene i takås gruppen er de eneste som kontrolleres i Ofte Forekommende Kombinasjon, av hensyn til høydekravet til badmintonbaner. Senterlinjen til overgurt ligger på 9 meters høyde, med takåsene plassert på toppen av overgurten. De kan med det ha en nedbøyning på halve høyden av overgurten.

Overgurten er 140mm høy, dvs øvre grense for nedbøyning er 70mm. Fra figur 62 og 63 ser vi at største nedbøyning i er 49.9mm, noe som er innenfor kravet på 70mm.

Max.	ID	ez' mm	Comb
ez' (-)	B.131.1	-49.915	91 LC9SfLS

Figur 62: Største nedbøyning i takås gruppen. Resultat hentet fra beregningsrapport til ÅKB-hallen, vedlegg 4.



Figur 63: Graf som viser nedbøyning i takås gruppen. Diagram hentet fra beregningsrapport til ÅKB-hallen, vedlegg 4.

Tilnærmet Permanente kombinasjoner

Se beregningsrapport for ÅBK-hallen, vedlegg 4, figur 7.2.1 s. 69. Nedbøyninger vurderes som OK i Tilnærmet Permanente kombinasjoner.

Om bruksgrense kombinasjonene

Bruksgrensetilstand sjekkes kun i ofte forekommende kombinasjoner og tilnærmet permanente kombinasjoner. Som beskrevet i avsnitt 2.7.1, så sjekkes karakteristiske kombinasjoner der det er fare for skader på konstruksjonen. Videre så beskriver NS-EN 1990 at største tillatte deformasjon fastsettes i de enkelte prosjektene. Her vurderes det at det ikke er et grunnlag for å sette en maks tillatt deformasjon i karakteristiske kombinasjoner, og uten det grunnlaget, vurderes det som meningsløst å vurdere deformasjon opp mot karakteristisk kombinasjon. Her kunne det bare bli satt en vilkårlig grense som konstruksjonen *tilfeldigvis* er innenfor.

I ofte forekommende kombinasjon, hvor kravet fastsettes i de enkelte prosjektene som følge av krav til bruk eller utstyr, er det derimot grunnlag for å sette et krav. Badmintonforbundet setter anbefaling om 9 meters høyde på hallene. Overgurten er 140mm høy, og takåsen kan med det ha en maks nedbøyning på 70mm.

15.1.20 Valgte tverrsnitt til ÅBK-Hall

Følgende tverrsnitt er valgt til de forskjellige design gruppene (tabell 39).

Tabell 39: Tverrsnitt valgt for hver design-gruppe

Design gruppe	Tverrsnitt
Overgurt	VKR 140x70x5
Undergurt	VKR 180x180x6.3
Diagonalstav	VKR 80x80x6.3
Vertikalstav	VKR 50x50x3
Ramme Søyler	HE-A240
Søyler, kortvegg	HE-A200
Støttesøyler	HE-A200
Vindstag, kortside	VKR 140x140x5
Vindstag, langside	VKR 100x100x4
Veggstag	VKR 70x70x3
Bjelke, akse 1	VKR 150x100x4
Takås	VKR 220x120x6.3
Gangbro Utkrager	IPE120
Gangbro Bjelke	IPE240
Brostag	CHS 20-2.6

15.2 Trebue

Informasjon om lastkombinasjoner, tverrsnitt, fordeling av krefter, og Eurokode kontroll beregninger utført av FEM-Design på konstruksjonselementene kan sees i beregningsrapporten til Limtre-hallen, vedlegg 5.

15.2.1 Tverrsnitt

Valgt tverrsnitt er Glulam 190x900 (bredde, høyde).

Stabilitet mot knekking om sterk akse (NS-EN 1995-1-1 6.3.2) blir dimensjonerende for buene i bruddgrensetilstand, med utnyttelse på 94%. Dimensjonerende lastkombinasjon er LC10ULS. Snølast er dominerende variabel last.

Member	Section	Status	Maximum %	Combination	T %	C %	S %	FB1 %	FB2 %	LTB %
B.1.1	Glulam 190x900	Real	97	10 LC10ULS*	0	83	74	94	65	-

Figur 64: Utnyttelse i dimensjonerende limtrebue

10	LC10ULS	Ultimate	1.202	Egenvekt (+Struc. dead load)
			1.500	Snø 2
			0.900	Vind Langside x-

Figur 65: Dimensjonerende lastkombinasjon for limtrebue

15.2.2 Tverrstrekk

Utnyttelse i bue B2.1 kan sees i figur 67.

Member	Section	Status	Maximum %	Combination	T %	C %	S %	FB1 %	FB2 %	LTB %
B.2.1	Glulam 190x900	Real	166	7 LC7ULS	46	77	74	89	62	-

Figur 66: Utnyttelse i dimensjonerende limtrebue

7	LC7ULS	Ultimate	1.202	Egenvekt (+Struc. dead load)
			1.500	Vind Langside x-
			1.050	Snø 2

Figur 67: Lastkombinasjon LC7ULS for limtremodell

Noe som ikke kommer frem fra utnyttelsestabellen er at kombinasjonen av tverrstrekk og skjær i buen (NS-EN 1995-1-1 6.4.3(7)) overskrider kapasiteten betydelig, med en utnyttelse på 166% (se vedlegg 5, s.8). Limtreboka beskriver metoder for å forsterke en limtrebjelke mot tverrstrekk (Crocetti mfl., 2015, s. 132-136). Dermed tas denne buen med videre, under antagelsen om at denne kan forsterkes tilstrekkelig.

Den samme kombinasjonen av tverrstrekk og skjærkraft gir en utnyttelse på 97% i bue B.1.1, i kombinasjon LC6ULS. Av antagelsen gjort over, sees denne bort i fra, slik at knekking i LC10ULS blir dimensjonerende for buene.

15.2.3 Deformasjoner

Begge buene kontrolleres kun i tilnærmet permanente kombinasjoner av samme grunn som beskrevet i avsnitt 15.1.19.

Deformasjoner i tilnærmet permanent kombinasjon i trebuen er gitt i figur 68. Største nedbøyning er 16.276mm. Nedbøyningen er OK i forhold til kravet på $L/250$.

Max.	ID	ex'	ey'	ez'	x	Comb
		mm	mm	mm	m	
ex' (+)	B.2.1	1.971	0.000	-11.827	12.290	13 LC1SqLS
ey' (+)	B.2.1	1.935	0.000	-14.563	13.827	13 LC1SqLS
ez' (+)	B.1.1	-2.319	0.000	9.216	4.609	13 LC1SqLS

Max.	ID	ex'	ey'	ez'	x	Comb
		mm	mm	mm	m	
ex' (-)	B.1.1	-6.547	0.000	-3.390	10.754	13 LC1SqLS
ey' (-)	B.2.1	-1.986	-0.000	7.164	4.609	14 LC2SqLS
ez' (-)	B.1.1	-1.393	-0.000	-16.276	13.827	14 LC2SqLS

Figur 68: Deformasjoner i limtrebue

15.3 Stålbue

Valgt tverrsnitt er VKR 400x200x10.

Siden Eurokode NS-EN-1993-1-1 ikke gir noen klar metode for kontroll av stålbuer (og med det har ikke FEM-Design noe å kontrollere utnyttelse opp mot), må resultatene som diskuteres under tas med et visst forbehold. Stålbuen kontrolleres opp mot elastisk kapasitet og knekking.

Elastisk kapasitet for et ståltverrsnitt er gitt ved ligning 1. Med $\gamma_{M0} = 1.05$, og stålsort S355 blir spenningskravet stålbuen må oppfylle lik:

$$f_d \leq \frac{f_y}{\gamma_M} = \frac{355MPa}{1.05} = 338.1MPa$$

Ved avlesing av tabeller og figurer over spenningfordelingene i beregningsrapporten for stålhallen, (vedlegg 6, s. 7-13) ser man at ingen av spenningene, hverken normal-, skjær- eller hovedspenningene overskrider 300MPa i det som vurderes som mest ugunstige lastkombinasjoner, LC10ULS og LC11ULS. Spenningskontrollen vurderes dermed som OK for stålbuen med et tverrsnitt VKR 400x200x10.

Siden en bue i all hovedsak overfører krefter gjennom trykk, mistenkes det at det er fare for knekking av buen om sterk akse (vipping og knekking av svak akse antas fasthold av tak, se avsnitt 10.5). Største trykk i buen er $N_{ed} = 269.19kN$ (se vedlegg 6, s. 14). Kontroll med håndberegninger mot knekking etter NS-EN 1993-1-1 6.3.1 (betrakter buen som en rett stav, med sentrisk last på $N_{ed} = 269.19kN$ og $l_k = 1.25$) kan tyde på at tverrsnittet vil motstå trykket. Beregningen gir en utnyttelse på 21% (se vedlegg 7).

Dette resultatet kan på ingen måte betraktes som en fullstendig kontroll av tverrsnittet mot knekking, men som en enkel sjekk så utelukkes ikke tverrsnittet. Videre kontroll må gjennomføres.

15.3.1 Deformasjoner

Deformasjoner i tilnærmet permanent kombinasjon i stålbuen er gitt i tabell 69. Største nedbøyning er på 29.810mm. Nedbøyningen er OK i forhold til kravet på $L/250$.

Max.	ID	ex'	ey'	ez'	x	Comb
		mm	mm	mm	m	
ex' (+)	B.1.1	3.744	0.000	-20.983	12.290	13 LC1SqLS
ey' (+)	B.1.1	3.721	0.000	-26.607	13.827	13 LC1SqLS
ez' (+)	B.2.1	-3.948	0.000	17.193	4.609	13 LC1SqLS

Max.	ID	ex'	ey'	ez'	x	Comb
		mm	mm	mm	m	
ex' (-)	B.2.1	-11.972	0.000	-5.202	10.754	13 LC1SqLS
ey' (-)	B.1.1	-3.282	-0.000	13.311	4.609	14 LC2SqLS
ez' (-)	B.2.1	-2.552	0.000	-29.810	13.827	14 LC2SqLS

Figur 69: Deformasjoner i stålbue

15.4 Stabilitet og likevekt

Fra vedlegg 5 og 6, henholdsvis kapittel 8 og 9, kan tabeller med største nedbøyninger i bruddgrense tilstand, og total likevekt av krefter i buene sees. Ut fra disse resultatene vurderes både stabilitet og likevekt i buene som OK.

15.5 Buetverrsnitt

Hensikten med analysen av buene er å få et estimat på hvor mye limtre og stål som kan måtte trenge i konseptene, og ha et grunnlag til å få et prisestimat på. Som det er diskutert, så har begge disse buene hensyn må kontrolleres, og både endelig tverrsnitt og utførelse av buen vurderes videre.

Følgende tverrsnitt er valgt til buene for (tabell 40).

Tabell 40: Valgte buetverrsnitt

Hall	Tverrsnitt
Limtrehall	Glulam 190x900
Stållhall	VKR 400x200x10

16 Resultater og diskusjon, konseptmodeller i Revit

Dette kapittelet går gjennom den endelige utformingen på hallene, slik de er modellert i Revit. I vedlegg 12 kan det sees 2D plantegninger og snittegninger fra Revit modellene.

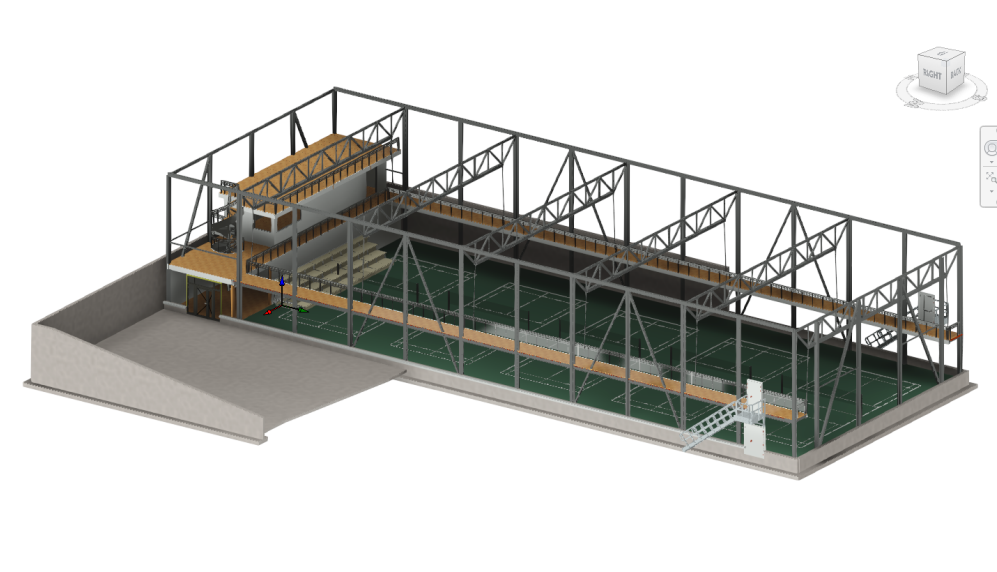
16.1 Hall ÅBK

Planløsninger, og forslag til utforming er utarbeidet etter en kombinasjon av diskusjon med veileder, medlem fra Ålesund Badmintonklubb og egne vurderinger.

Konseptet er modellert uten en garderobeløsning, og vil dermed være avhengig av nær tilknytting til bygg med eksisterende anlegg.

16.1.1 Bæresystem

Bæresystem modellert i Revit kan sees i figur 70.



Figur 70: 3D modell av bæresystem til ÅBK-hall modellert i Revit.

16.1.2 Klimaskjerm

Yttervegger

Ytterveggene som er valgt for ÅBK hallen er sandwich-elementer fra Ruukki, SPA 200 E. Disse veggene har en U-Verdi på $0.20W/(m^2K)$ (Ruukki, udatert-a), og oppfyller U-Verdi kravet fra TEK17 på $0.22W/(m^2K)$. Veggens stivhet er kontrollert i Ruukki sitt beregningsprogram, Tray-Pan, med et lite forbehold om at veggene som spenner mellom rammesøylene i akse 1 og 2 nå forsterkes med noe tykkere kledningsplater. Dimensjoneringsresultater for ytterveggene kan sees i vedlegg 8.

Tak

Alternativ 1. Isolasjonstykkelsen i TRP taket settes til 200mm bestemmes etter anvisning i byggforsksblad 471.013, tabell 55 (SINTEF Byggforsk, 2003). Denne tykkelsen oppfyller kravet fra TEK17. Isolasjonsmateriale er fastisolasjon av EPS. Som TRP plate velges plate T45-30L-905.

Disse platene er lavere enn platene som hallen er dimensjonert med. Når også isolasjonstykkelsen reduseres, så får man en liten, men gunstig effekt mtp. kapasiteten til bæresystemet. Taktekkingen utføres med et asfalttakbelegg. Dimensjoneringsresultater for TRP-platene kan sees i vedlegg 8. Takåsen som er dimensjonert som en del av bæresystemet vurderes som del av TRP-løsningen.

Alternativ 2. Lettak-elementet velges ut i fra tabeller fra produsent. Tabellene angir forhåndsdimensjonerte løsninger. Mtp. styrke og stivhet er karakteristisk snølast dimensjonerende. For isolasjonstykkelse er U-Verdi fra TEK17 dimensjonerende. Disse tak-elementene har stål innebygd i seg, og er stiv nok i alle retninger til å fungere som en avstivende skive i takflaten (Lett-Tak, udatert-a). Etter informasjon fra produsent antas disse platene å være stive nok til å bære seg selv, og takåse elementene i det dimensjonerte bæresystemet er med det ikke inkludert i dette alternativet (nedbøyning maks $L/200$ (Lett-Tak, udatert-b)).

Valgt element til ÅBK hallen er Lett-Tak Classic 21/1,1+48*71 50mm himling. Dette elementet har en U-verdi på 0.16 (Lett-Tak, udatert-c), og kan spenne opptil 9.05m med dimensjonerende snølast på $3kN/m^2$ (Lett-Tak, udatert-b).

Valg av endelig taksystem bestemmes ut i fra resultat av prising fra entreprenør. Med tanke på besparelse i mengde stål i bæresystemet, lener dette valget mot Lett-Tak elementet (se avsnitt 17.1 for vektene til bæresystem).

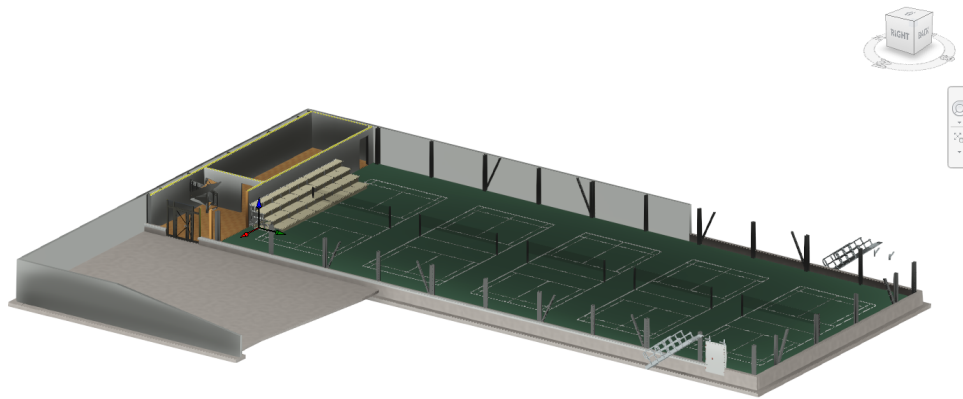
Endringer i taket gjøres under antagelsen om at stivheten i taket ikke endres. Ved endelig bestemmelse av takløsning, bør det dimensjonerte bæresystemet kontrolleres.

16.1.3 Grunnplan

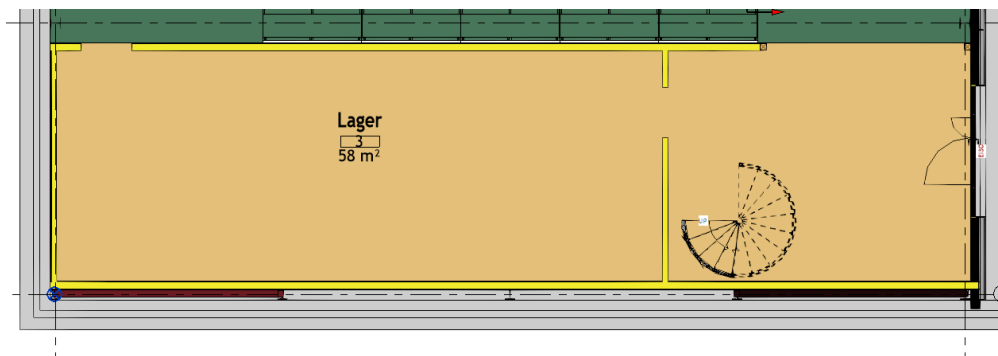
Grunnplanet slik det er modellert vises i figur 71. Underlaget i aktivitetsflaten er et badmintonunderlag. Linjene til badmintonbanen er modellert som et tynt, hvit gulv.

De bærende veggene i grunnplanet er 48x148mm stendervegger, valgt etter anvisning i byggforsksblad 524.213, tabell 34a (SINTEF Byggforsk, 2015). Veggene bærer 2 gulvbjelkelag.

Klubbarealet i grunnplanet er foreslått brukt som inngangsparti og lager. Fra figur 72 ser man at lager arealet er på er innenfor kravet til lagringsrom fra Norges Badmintonforbund.



Figur 71: 3D modell av grunnplan modellert i Revit



Figur 72: Lager areal på grunnplan

16.1.4 2. etasje

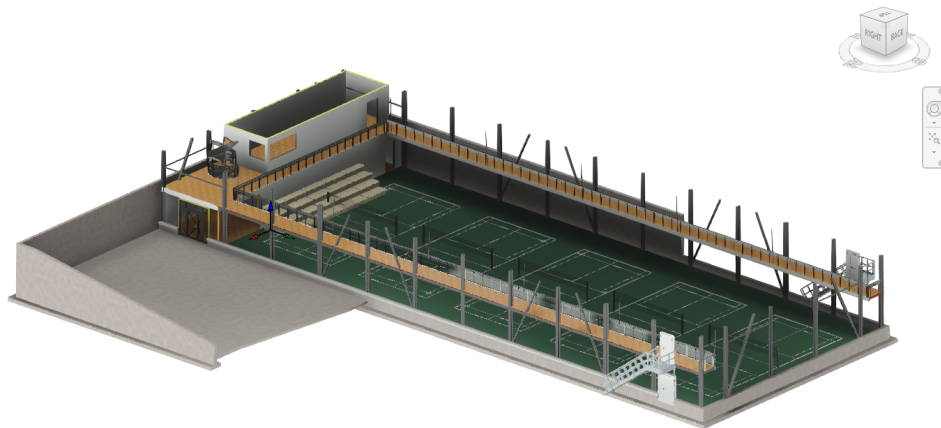
2. etasjen slik det er modellert vises i figur 73. Gangbroen er senket noe fra beregningsmodellen, slik at gulvet på gangbroen ligger på samme høyde som gulvet i 2. etasje.

Gulvbjelkelaget mellom grunnplanet og 2. etasje settes som 70x300mm limtrebjelker i c/c 400mm, etter anvisning i Trehus, tabell 6.1.2 (Edwardsen og Ramstad, 2014). Største spenn som gulvbjelkelaget må ta er under 5.1m. Ved inngangspartiet bæres deler av gulvbjelkelaget av en IPE-bjelke. Denne er ikke prosjektert.

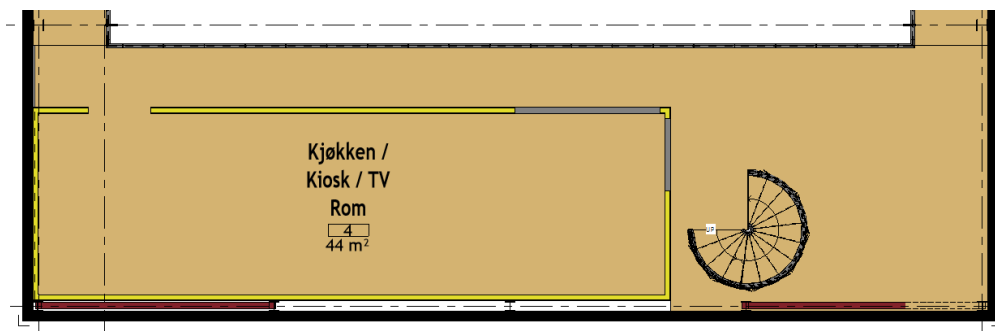
De bærende veggene i 2. etasje er 48x98mm stendervegger, valgt etter anvisning i byggforsksblad 524.213, tabell 34a (SINTEF Byggforsk, 2015). Veggene bærer ett gulvbjelkelag.

Klubbarealet i 2. etasje er foreslått til bruk som kjøkken/kiosk/TV rom. Rommet vil kunne være et samlingspunkt for medlemmer i klubben, og fungere som en positiv, sosialt samlingssted (figur 74).

Rømningsdører er plassert i enden hallen og gangbroene av hensyn til avstand til nærmeste utgang ved brann.



Figur 73: 3D modell av 2. etasje modellert i Revit



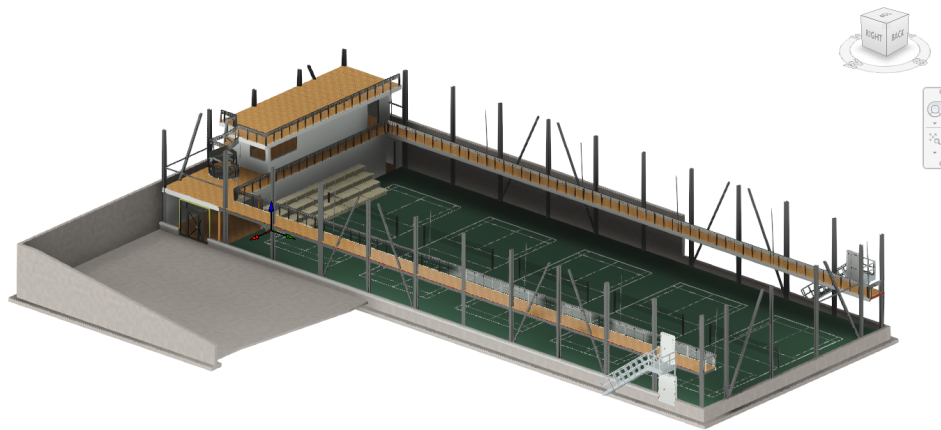
Figur 74: Disponibelt areal i 2. etasje

16.1.5 3. etasje

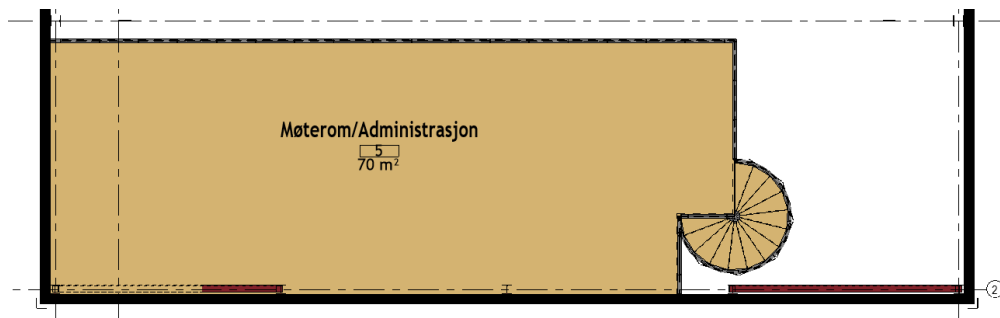
3. etasjen slik det er modellert vises i figur 75.

Gulvbjelkelaget mellom 2. og 3. etasje settes som 70x250mm limtrebjelker i c/c 600mm, etter anvisning i Trehus, tabell 6.1.2 (Edvardsen og Ramstad, 2014). Største spenn som gulvbjelkelaget må ta er under 4.1m.

Klubbarealet i 3. etasje er foreslått til bruk som møterom/administrasjonsrom. Dette arealet vil også kunne fungere som et samlingspunkt for medlemmer i klubben (figur 76)



Figur 75: 3D modell av 3. etasje modellert i Revit



Figur 76: Disponibelt areal i 3. etasje

16.1.6 Plassering av modell

For å kunne se hallen i en mer reell kontekst, er hallen plassert i kart ved siden av skolen på Hatlane i Ålesund (figur 77). Denne plasseringen er på ingen måte endelig, og brukes kun i en konseptuell kontekst. Som beskrevet tidligere, så er ikke hallen modellert med et eget garderobeanlegg. Det som har vært tanken er at hallen plasseres inntil Hatlane Skole, og kan med det dele garderobeanlegg med skolen.

Visualiseringen i Twinmotion gjøres med dette kartet inkludert.

Som nevnt i avsnitt 4.1, så er ikke hallens bæresystem dimensjonert for å stå inntil et eksisterende bygg. Vindlastene vil påvirkes av å stå inntil et annet bygg.

Hallen er heller ikke branndimensjonert, og ut i fra kravene til tiltak for å forhindre spredning av brann mellom bygninger, er det krav om at bygninger høyere enn 9 og nærmere enn 8 meter skal være prosjektert med brannvegger som hindrer spredning i et fullt brannforløp (se avsnitt 2.8.4) For ÅBK-hallen vurderes dette til å gjelde vegg inn mot skolen, i tillegg til de to kortveggene.



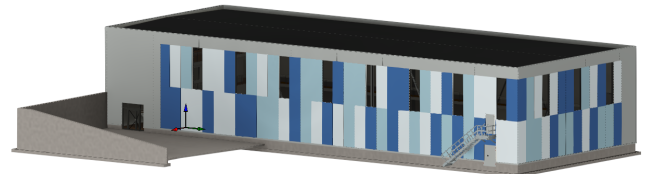
Figur 77: ÅBK Badmintonhall plassert ved Hatlane Skole. Kartutsnittet fra Ambita AS

16.1.7 Fasade

Fasaden utformes slik at den passer inn med Hatlene Skole (figur 78a). De rød og grønne fasade panelene videreføres i blått på badmintonhallen (figur 78b).



(a) Hatlane skole i Ålesund kommune. Bilde viser et skjermbilde fra Google Earth



(b) Utvendig fasade av hallen

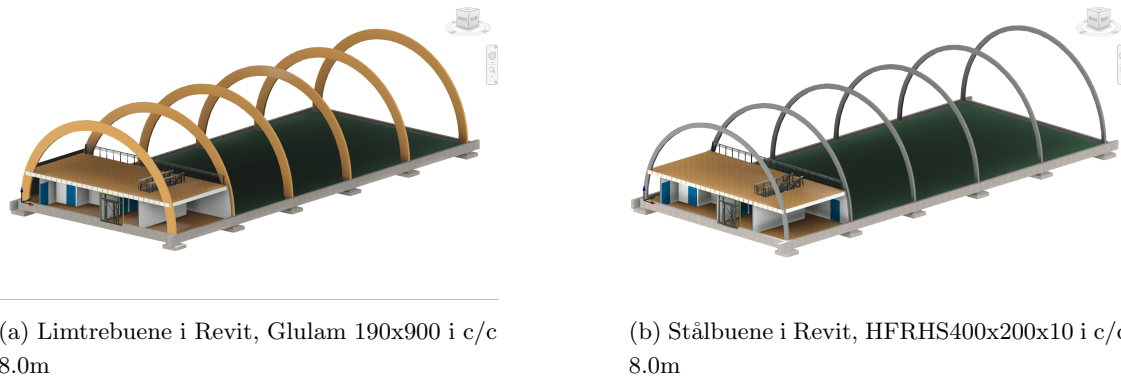
Figur 78: Fasade

16.2 De generelle hallene

Utformingen på limtre- og stålhallen er identiske bortsett fra bæresystemet.

16.2.1 Bæresystem

De to alternative bæresystemene kan sees modellert i Revit i figur 79a og 79b.



Figur 79: Bæresystem til de generelle hallkonseptene

16.2.2 Klimaskjerm

Yttervegger

Ytterveggene som er valgt for de generelle hallene er enkle yttervegger av stenderverk. Med U-verdi krav på $0.22W/(m^2K)$ fra TEK17, settes ytterveggen som en stendervegg 48x300mm i henhold til byggforskblad 471.401, avsnitt 41, med en U-Verdi på $0.196W/(m^2K)$ (SINTEF Byggforsk, 2012). Veggene beskrevet i byggforskbladet er vesentlig lavere enn veggene i hallen (2.6m sammenlignet med opp under 9m i hallene), så denne tykkelsen må kontrolleres videre. Stendervegger vurderes som et bedre alternativ her enn sandwichelementer. Her er det ikke vegger rundt hele hallen, kun på kortsidene, og stenderveggene vurderes som enklere løsning med tanke på bygging og vedlikehold.

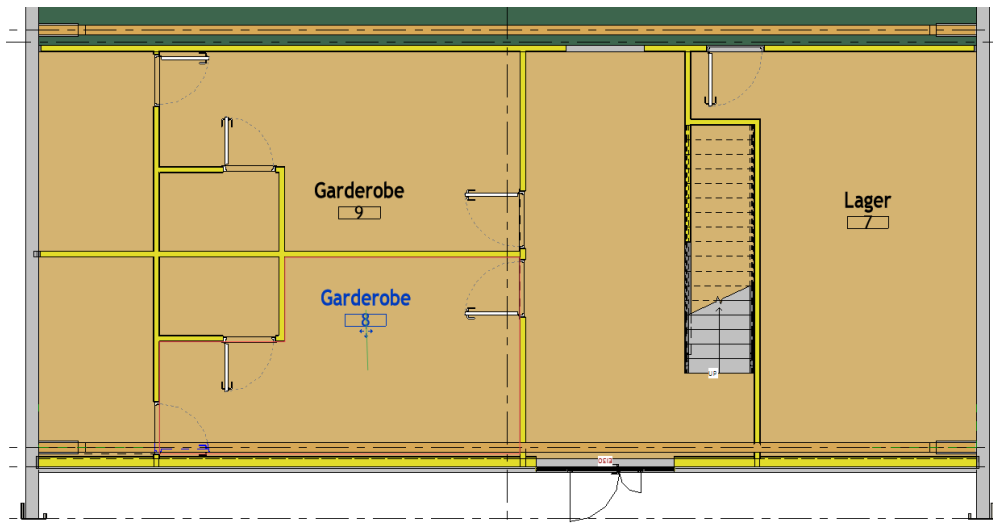
Tak

Lettak løsningen vurderes som beste løsning til de generelle hallene, da den vil kreve mindre tilpassing av selve bæresystemet (takås). I tillegg vil disse være enklere med tanke på montering da de leveres som ferdige elementer.

Valgt element til de generelle hallene er Lett-Tak Classic 21/2,0+48*71 50mm himling. Dette elementet har en U-verdi på 0.16 (Lett-Tak, udatert-c). Tykkelsen på stålprofilene i taket økes sammenlignet med elementene til ÅBK-hallen grunnet stor vekt fra snødriverene. Platene kan spenne opptil 8.45m med dimensjonerende snølast på $6kN/m^2$ (Lett-Tak, udatert-b). Spennene vurderes etter en snølast på $6kN/m^2$, dobbelt så høy som dimensjonerende karakteristisk snølast. Dette er for å ta hensyn til formfaktoren på snødriverene, som ble $\mu = 2$ som beskrevet i avsnitt 9.2.

16.2.3 Grunnplan

Klubbarealet i de generelle hallene er i grunnplanet foreslått til bruk som garderobe og lagringsareal. Garderoben er ikke innredet i modellen, så eventuelle tekniske installasjoner som trengs er ikke inkludert i materiallisten til prising.

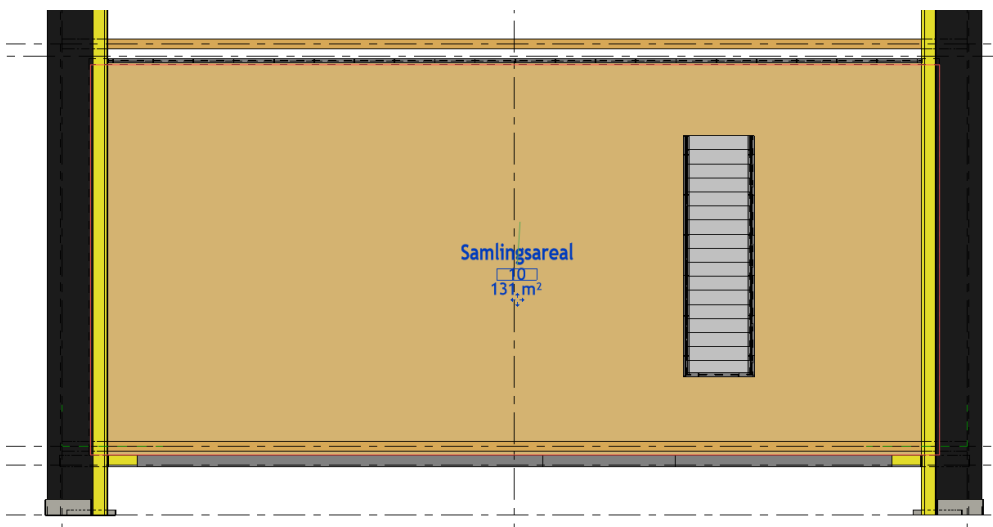


Figur 80: Klubbareal i grunnplan, generelt konsept

16.2.4 2. etasje

Klubbarealet i de generelle hallene er i 2. etasje foreslått til bruk som et generelt samlingsareal, som passer til klubbmøter og andre arrangementer, og vil være hallens sosiale areal. Etasjen er åpen mot aktivitetsarealet, og vil samtidig kunne fungere som et tilskuerareal.

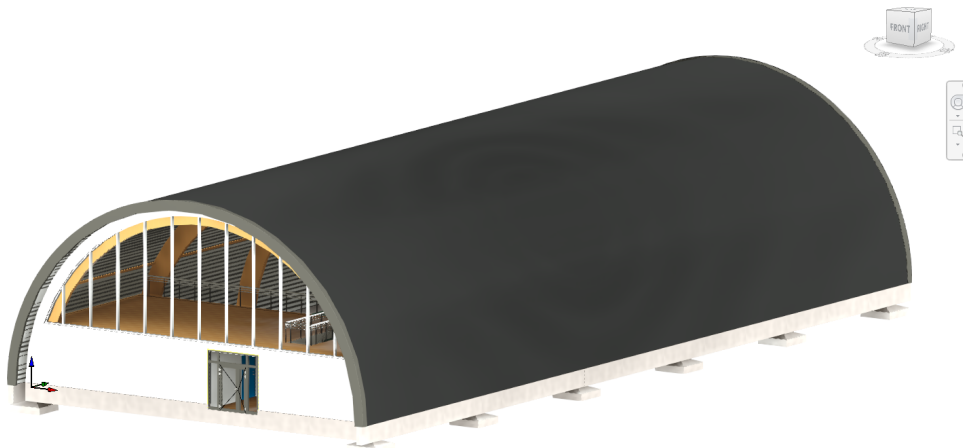
Gulvbjelkelaget mellom grunnplanet og 2. etasje settes som 70x300mm limtrebjelker i c/c 600mm, etter anvisning i Trehus, tabell 6.1.2 (Edwardsen og Ramstad, 2014). Største spenn som gulvbjelkelaget må ta er under 4.8m.



Figur 81: Klubbareal i grunnplan, generelt konsept

16.2.5 Fasade

De generelle hallkonseptene modelleres med takflaten trukket over hele hallen, og som ligger som et lokk over bæresystemet. En slik buet hall har et anonymt uttrykk, og kan blende seg godt inn sammen med omkringliggende bygninger og terreng. Taket kan egne seg godt til utplassering av solceller.



Figur 82: Utvendig utforming av det generelle konseptet

16.3 Bakgrunn for valg av bæresystem i klubbarealene

De innvendige klubbarealene er modellert som trehusbebyggelse. Grunnen til dette er at det vurderes som en enkel løsning på et system som kan stå for seg selv inne i hallen, uavhengig av hallens bæresystem. For trehusbebyggelse finnes det gode kilder til preaksepterte løsninger, som for eksempel byggforskserien til SINTEF. Det vurderes også som en løsning som er lett å vedlikeholde for eiere av hallene.

16.4 Visualisering i Twinmotion

Se vedlegg 11 Twinmotion Album. Av de generelle hallene visualiseres kun limtrehallen.

17 Bærekraft - Miljø, Økonomi og Sosialt

Vurderinger av bærekraftsaspekter knyttet til hallkonseptene tas opp i dette kapitlet.

17.1 Miljøutslipp

Miljøbelastningen fra bæresystemene estimeres ut i fra totalvekten. De totale vektene av bæresystemet som brukes til beregningen hentes fra *Quantity Estimation* i FEM-Design.

Til ÅBK hallen sees det på bæresystemet uten takås (som vist i figur 70). Takåsen vurderes som en del av TRP-tak alternativet.

Tabell 41: Totalvekt av bæresystem til Ålesund Badmintonklubb. I beregning av totalvekt er takås ikke medregnet

Vekt	Utslipp CO ₂ eq pr. kg	Totalt utslipp CO ₂ eq.
32 174 kg	2.52 CO ₂ eq pr. kg	81 078 CO ₂ eq.

Ved videre arbeid ville det vært interessant å sammenligne utslippene fra takløsningene med hverandre. Dette ville vært en fin del av vurderingsgrunnlaget når takløsning velges. Endelig takløsning velges etter prising fra entreprenør.

Vektene på bæresystem til de generelle hallene hentes også fra *Quantity Estimation* i FEM-Design. Hallene er modellert med 6 buer. Utslippene er vist i tabell 42. Fra tabellen kan en vesentlig forskjell i klimagassutslipp mellom buealternativene observeres, hvor limtrebuene har vesentlig lavere utslipp.

Tabell 42: Vekt og utslipp til bæresystem, Generelle haller

Materiale	Buevekt	Antall	Total Vekt	CO ₂ eq pr. kg	Total CO ₂ eq.
Stål VKR400x200x10	2 498kg	6	14 988 kg	2.52 CO ₂ eq pr. kg	37769 kg CO ₂ eq.
Limtre 190x900	2 438kg	6	14 628 kg	0.106 CO ₂ eq pr. kg	1550 kg CO ₂ eq.

Det er en del usikkerheter med denne analysen, og hvor sikre utslippstallene fra FEM-Design er, har ikke jeg noe grunnlag for å kommentere på, og det ville vært ønskelig å kunne sette seg enda dypere inn i disse tallene. En skikkelig analyse med grunnlag i LCA over hele livsløpet ville gitt et vesentlig sikrere resultat. Det presenterte resultatet bør anses som et grovt overslag.

Det er heller ikke verdi i å sammenligne utslippene fra ÅBK-hallen og de generelle hallene. ÅBK-hallen er et mye grundigere dimensjonert bæresystem som har tatt høyde for flere hensyn. De generelle hallene i limtre og stål gjør en rekke forenklinger i dimensjoneringen som gjør de kun kan sammenlignes med hverandre.

17.2 Kostnader

Med tanke på den økonomiske bærekraften til Ålesund Badminton klubb, og badmintonklubber generelt, er det viktig å ha oversikt over kostnadene forbundet med byggingen av slike anlegg.

17.2.1 Tilskudd fra Spillemidler

Spillemidlene vil kunne være en sentral del av finansieringen som må til for at klubber skal kunne realisere byggingen av hallene.

Et viktig krav ved tildelingen av spillemidler er universell utforming. Hallkonseptene, slik de er presentert under Revit resultatene, er ikke utformet med tanke på universell utforming, men i vurderingen av de anslåtte spillemidlene som hallene kan få, antas det at de er. Faktisk universell utforming av hallene er utenfor denne oppgavens omfang.

Som beskrevet i avsnitt 2.11.1, er hovedregelen at 1/3 av godkjente kostnader på prosjektet kan gis som tilskudd fra spillemidler. Her er det unntak som gjelder for idrettshaller. Badmintonhallene har dimensjoner som er mindre enn målene som kreves for å bli definert som idrettshall, og vurderes til å falle under beskrivelsen aktivitetssal. Makstilskudd for en slik hall/sal er på 2.4 millioner kroner ved areal større enn $500m^2$ og takhøyde høyere enn 4m (Dette antas å gjelde selve aktivitetsarealet. Klubbarealet, garderober etc. kan muligens få eget tilskudd)(Kultur og Likestillingsdepartementet, 2024). Det er denne summen på **2.4 millioner kroner** som brukes som anslått tilskudd i forbindelse med prisvurderingen. Spillemidlene er omfattende, og det går i mye dypere detalj i vurderingen av tilskudd som kan tildeles hallene.

Akkurat arealet $500m^2$ er en viktig grense. Jo større en aktivitetssal er over dette arealet, jo mindre i støtte vil klubbene kunne få i rene kroner per areal. De generelle hallkonseptene som er vurdert i denne oppgaven, har med sine 4 baner et aktivitetsareal på $576m^2$, og er relativt effektiv med tanke på tilskudd per areal.

Hallen til Ålesund Badmintonklubb har med sine 5 baner et aktivitetsareal på $795.5m^2$, noe som vil føre til mindre tilskudd per areal enn de generelle hallene.

Hallene er ikke prosjektert med et mål om å optimalisere tilskudd fra spillemidler, men dette ville vært en interessant problemstilling å ta videre.

17.2.2 Prising

Prisestimat fra entreprenør ble ikke klart i tide til å bli inkludert i resultatene her. Prisingen, når den er klar, vil bli levert til Ålesund Badmintonklubb, slik at klubben får oversikt over kostnadene av hallene.

Materialistene som ble sendt til entreprenør for prising kan sees i vedlegg 9.

17.2.3 Energieffektivitet

I forbindelse med klimaskjermen er det mulig å gå for tykkere vegger og tak med mer isolasjon, og med det få en bedre energieffektivitet i bygget som følge av lavere U-Verdier. Det er en forventning om at prisen på klimaskjermingen vil øke som følge av økning i isolasjonstykkelsen. Samtidig vil et mer energieffektivt bygg ha lavere kostnader i forbindelse med oppvarming av hallen. I forhold

til oppgavens resultatmål, vurderes det mer relevant for å se på billigste løsning til bygging, slik at Ålesund Badmintonklubb får et anslag på en nedre pris av hallen, enn å en prosjektere en hall som er mer energieffektiv, og hvor eventuelle besparelser er beregnet.

17.2.4 Avvik mellom materialliste og endelig resultat

Følgende kjente avvik finnes mellom materialliste sendt til entreprenør, og de endelige dimensjonene på hallene.

Limtrebuen

Limtrebuen inkludert i materiallisten til prising hadde dimensjonene 190x815, og var av limtresort GL28C. Endelig limtrebue har dimensjoner 190x900, og er av limtresort GL32H.

Yttervegger Generelle Haller

I materiallisten er det beskrevet yttervegger som er 198mm tykke. Endelig tykkelse er 300mm.

Rammesøyler ÅBK

Søylene som er en del av fagverksrammene i ÅBK-hallen er i materiallisten beskrevet som HEA220 søyler. Som sett fra FEM-Design resultatene, så er endelige dimensjoner på disse søylene HEA240, noe som medfører en liten økning i total stålmengde i hallen.

Tverrsnitt generelt

Flere av tverrsnittene som er foreslått av FEM-Design, har ikke vært tilgjengelige i Revit. Her har eksisterende tverrsnitt blitt kopiert og tilpasset slik at de så nært som mulig har samme tverrsnitt som i FEM-Design. Dette vil gi et avvik på mengden stål som er tatt med i prisingen. Dette gjelder i all hovedsak for ÅBK-hallen. Dette vurderes til å være grunnen til avvikene i beregnet total vekt fra FEM-Design og beregnet total vekt i materiallisten.

17.3 Hallene som et samlingspunkt

Idretten er et samlingspunkt i hverdagen til folk. Flere idrettsarealer vil bidra til flere muligheter for folk å delta i idrett og fysiske aktiviteter. Egne haller til badmintonklubbene vil kunne frigjøre tid i de kommune-eide hallene, og bidra til at andre idretter kan få tid til sine aktiviteter, og badmintonhallene selv kan også brukes til annen idrett enn badminton. De foreslåtte klubbarealene i hallene vil kunne være et sosialt samlingspunkt som kan brukes til andre aktiviteter enn idrett.

Det at hallene kan brukes som et samlingspunkt som er inkluderende for alle, og som bidrar til en sunn hverdag for folk, vurderes som grunner til at hallkonseptene bidrar til positiv sosial utvikling.

18 Vurdering av metode og resultater

Følgende delkapitel går gjennom deler av metoden hvor gjennomføringen kunne vært anderledes, diskuterer noen av antagelsene som blir gjort i oppgaven og hvordan dette påvirker de endelige resultatene. Tilslutt vurderes oppgavegjennomføringen opp mot de opprinnelige resultatmålene.

18.1 Arealreduksjon av Nyttelaster

I henhold til Eurokode NS-EN 1991-1-1 avsnitt NA.6.3.1.2 (10) kan det påføres en arealreduksjonsfaktor α_A på som tar hensyn til at det er en lav sannsynlighet for at hele arealet er belastet maks samtidig. Arealreduksjonsfaktoren α_A beregnes fra ligning NA.6.1 i NS-EN 1991-1-1.

$$\alpha_A = \frac{5}{7} * \psi_0 + \frac{A_0}{A} \leq 1.0 \quad (17)$$

hvor verdi for ψ_0 er angitt i tabell NA.A1.1 i NS-EN 1990, referanse areal $A_0 = 15m^2$ og A er belastet areal. Innsatt i ligning 17 gir dette:

$$\alpha_A = \frac{5}{7} * 0.7 + \frac{15m^2}{1.3m*5*8.6m} = 0.77$$

Denne arealreduksjonsfaktoren på 0.77 er ikke tatt med i nyttelastene som er beregnet i oppgaven. Dette vurderes ikke som et problem i seg selv, da dette gir en noe mer konservativ belastning på gangbroen. Beregningen vises her for å belyse at denne lasten kan reduseres ved videre utarbeidelse av konseptet, og med det redusere tverrsnittene på gangbroen.

18.2 Snølastens Returperiode

Tillegg D i NS-EN 1991-1-3 beskriver en metode for å justere snølasten etter valgt returperiode. Etersom returperioden ikke er beregnet direkte inn i den karakteristiske snølasten på samme måte som med c_{prob} faktoren i beregningen av vindlaster, men lagt inn i et tillegg i eurokoden, vurderes denne faktoren som ikke nødvendig å regne inn i den karakteristiske snølasten på mark. Samtidig ville det dog gitt et mer konservativt, og med det sikrere resultat.

Ved kontroll av snølasten i Lastberegning 2021 av Ove Sletten er ikke returperioden en innstilling som kan velges ved beregning. Dette støtter opp om antagelsen om at denne justeringen for returperiode ikke er et krav.

18.3 Vindlasttilfellene

Lasttilfellene vind mot søyler og vind mot tak er modellert i FEM-Design som forskjellige tilfeller, og får forskjellige faktorer i lastkombinasjoner. Disse burde vært satt i samme lasttilfelle og hatt samme faktor, da vind mot veggen samtidig fører til belastning på taket. Dette ville gitt noe større

belastning på bæresystemet. Av hensyn til forenklinger ble disse separerte, da å ta de med i samme tilfelle som vind mot søylene lett hadde doblet antall lasttilfeller med vindlast.

18.4 Tanker rundt valgt vindavstiving

Til ÅBK hallen er vindavstivingen modellert som vindstag, og med dette må staget ta både strekk og trykkrefter. Trykkapasiteten er problematisk her, og knekking som følge av trykk blir dimensjonerende situasjon i vindstagene. Som sett fra resultatene av beregningene på vindstagene, figur 46 og 48, er utnyttelsen av selve tverrsnittskapasiteten er meget lav i forhold til knekking.

I utgangspunktet var det her ønskelig å modellere vindavstivingen som et vindkryss, i den antagelsen om at totalt stålforbruk i avstivingen ville bli noe mindre. Det som til slutt gjordet at valget falt på å avstive med vindstag, var noe så enkelt som lisensproblemer med FEM-Design. Opprinnelig plan var å modellere et vindkryss som *Truss*-elementer, og å sette et øvre tak på hvor mye trykk stagene i krysset kunne ta, og med det dimensjonere krysset kun for strekkrefter.

Når man ser hvor mye mer tverrsnittskapasitet det er i de modellerte vindstagene, så bør det sees nærmere på om disse kan byttes ut med vindkryss. De nødvendige dimensjonene vil bli lavere, og vil med det gi en besparelse på mengde stål brukt i vindavstivingen.

18.5 Vurdering av FEM-Modell metode

FEM-Design er et omfattende program, og har flerfoldige innstillinger som kan endres på i forbindelse med oppbygging av modeller og kjøring av analyser. Fra leddbetingelser til knekk lengder, så er det meget viktig å ha kontroll på disse, slik at modell blir bygd og analyse kjørt etter de forventningene man har på forhånd.

Et eksempel på dette er beskrevet i avsnitt 15.1.3 Kommentarer om over-og undergurt. Selv om en grundig sjekk over hva som kan stå bak de uventede resultatene ikke er blitt gjennomført, så mistenkes det at overgurt og TRP-plate blir koblet fastspent sammen. Dette viser viktigheten av å kontroll på alle parametere og innstillinger som kan påvirke modellen, slik at den forventede oppførselen i modellen stemmer overens med faktisk oppførsel.

Jeg vurderer to ting som ville forbedret metoden for oppbygging av FEM-Modellen. Første forslaget er å dimensjonere fagverket for seg selv før den modelleres i global modell, og med det fått en bedre oversikt og forståelse over hvordan kreftene i fagverket oppfører seg.

Det andre forslaget henger sammen med forslag 1, og det er å gjennomføre en ekstern kontroll av FEM-Modellen. Forventninger til modell, og faktisk oppbygd modell kan avvike fra hverandre. Det å gjennomføre kontroller som fanger opp slike avvik, vil gi bedre resultater, da feil lettere kan rettes opp.

Problematikken med overgurten burde vært fanget opp, og blir på mange måter et eksempel på hvordan man lett stoler *for mye* på programvaren man benytter seg i dimensjoneringen.

18.6 Om endringer mellom FEM-Modell og Revit modell

Endringene i taket som beskrives i Revit resultatene, er gjort under antagelsen om at taket beholder stivheten til platene bæresystemet er dimensjonert med. Hovedformålet med Revit resultatene er ikke å være en absolutt nøyaktig modell over hva som skal bygges. Det skal være en skisse over muligheter, hvor utforming, konsept og prisestimat vurderes som et viktigere resultat enn absolutt én til én forhold mellom FEM-Design og Revit.

FEM-Analysen og modelleringen av hallene i Revit er to separate resultater. Endringer og vurderinger av alternativer i konseptet kan fortsatt gjøres uten at hver endring sjekkes og kontrolleres i FEM-Design. Analyse resultatene er et veiledende resultat til bruk i konseptutviklingen, hvor det endelige målet er et forslag til konsept, med et prisestimat fra entreprenør.

Resultatene i denne oppgaven er på ingen måte endelige. Dette er et tidligfase arbeid som skal vurdere om hallkonseptene, både ÅBK-hallen og de generelle konseptene, er liv laga.

18.7 Oppnådde resultatmål

I problemstillingen ble det fastsatt resultatmål for oppgaven. Slik vurderes det at disse er oppfylt.

Hallkonseptene er blitt modellert i Revit, og tilhørende tegninger er blitt levert. Beregningsmodeller og beregningsrapporter over hallene er også modellert og utarbeidet. Prosjektet er beskrevet gjennom denne rapporten. Full kostnadsbeskrivelse er ikke levert, men hallene er sendt til prising hos entreprenør, slik at Ålesund Badmintonklubb vil få et overslag over kostnader når disse er klare. Bærekraftaspekter knyttet til miljøpåvirkning, sosial utvikling og økonomi er vurdert. Hallenes klimagassutslipp er estimert, og diskusjon over finansieringsmuligheter er gjennomført. Den sosiale gevinsten er diskutert. Hallene er visualisert enkelt i Twinmotion.

Del 5 - Konklusjon

Denne bacheloroppgaven har på vegne av Multiconsult og Ålesund Badmintonklubb tatt for seg konseptutvikling av to typer badmintonhaller. Gjennom oppgaven så er det blitt dimensjonert forslag til bæresystem, utforming på hallkonseptene er blitt modellert og aspekter knyttet til bærekraft er vurdert.

Resultatene skal vurderes som tidligfase skisseprosjekter.

Til Ålesund Badmintonklubb er det utarbeidet en fagverkshall i stål med inntil 5 badmintonbaner. Hallen er blitt dimensjonert og utformet etter krav som stilles for haller. Mål på hallen er basert på anleggskrav fra Norges Badmintonforbund, og innvendig utforming er utarbeidet med innspill fra Ålesund Badmintonklubb.

I Revit er konseptet på hallen blitt modellert, og visualisering av hallen er gjennomført i Twinmotion.

Det er gjennomført en global analyse av bæresystem til en fagverkshall. Denne analysen er gjennomført i FEM-Design og kontrollert etter krav i Eurokode NS-EN 1993-1-1. Som resultat er det kommet med et forslag på utforming av bæresystem, hvor flere av elementene er utnyttet så effektivt som mulig. Bæresystemet er modellert slik at det er lagt opp til at hallen enkelt skal kunne utvides ved behov. Samlet vekt på bæresystemet er 32 tonn, og det er anslått et klimagassavtrykk på 81 tonn CO₂ ekvivalenter. Feilkilder ved analysen er diskutert.

Videre så er det vurdert et konsept på generelle badmintonhaller. Disse er på lik linje med hallen til Ålesund Badmintonklubb blitt dimensjonert etter anleggskrav satt fra Norges Badmintonforbund.

Til det generelle hallkonseptet er det blitt vurdert to forskjellige bæresystem i limtre og stål. Det er gjennomført en forenklet analyse av disse ved hjelp av FEM-Design og buene er kontrollert og vurdert opp mot krav fra Eurokodene. Som resultat av analysen, er det kommet med forslag på buedimensjoner. Limtrebuen har tverrsnitt 190x900, hvor knekking blir dimensjonerende. Problematikk knyttet til tverrstrekk i limtreet er diskutert. Stålbuen har tverrsnitt VKR400x200x10. Denne buen er kontrollert mot spenninger, og knekkkapasiteten er vurdert.

Det er vist at Limtrehallen har et vesentlig lavere klimagass-avtrykk, med et estimert utslipp på hele det prosjekterte bæresystemet på 1.5 tonn CO₂eq. Til sammenligning har stålhallen et anslått utslipp på 37.7 tonn CO₂eq.

Bærekraftsaspekter knyttet til hallene er vurdert. I tillegg til miljømessige påvirkninger, er det også blitt vurdert økonomiske aspekter, og det er diskutert hvor mye av hallen som kan dekket av tilskudd gjennom spillemidler, slik at finansieringen av hallene blir enklere for klubbene. De sosiale effektene er diskutert.

Helt til slutt er prising av hallene sendt til entreprenør. Disse ble ikke klare i tide til å bli inkludert i oppgaven, men Ålesund Badmintonklubb vil få levert prisingen når den er klar.

Bibliografi

- Autodesk. (2024). *Autodesk Revit: BIM-programvare for design og utforming av hva som helst*. Hentet 24. april 2024, fra <https://www.autodesk.no/products/revit/overview>
- Bell, K. (2020). *Konstruksjonsmekanikk Del I Likevektslære* [ISBN: 978-82-450-1685-7]. Fagbokforlaget.
- Byggteknisk forskrift. (2017). *Forskrift om tekniske krav til byggverk, (FOR-2017-06-19-840)*. Lovdata. Hentet 7. april 2024, fra <https://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/2017-06-19-840>
- Crocetti, R., Fröbel, J., Fonselius, M., Hakkarainen, J., Myllylä, P., Vesanan, T., Holmestad, Å., Liven, H., Utskot, G., Cederlöf, L., Johannson, T., Karlsson, R., Lindgren, G., Serano, E., Klinger, R., Hansson, E. F., Danielsson, H., Mårtensson, A., Piazza, M., & Bell, K. (2015). *Limtreboka* [ISBN: 978-82-7129-324-6]. Norske Limtreprodusenters Forening. https://www.moelven.com/globalassets/moelven-limtre/limtreboka_2015_el2.pdf
- Danielsen, A. (2023, 10. desember). *Praksisrapport BYGA2601 - Studiepoenggivende praksis*. Direktoratet for byggkvalitet. (2017). *Byggteknisk forskrift (TEK17) med veiledning*. DIBK. Hentet 20. april 2024, fra <https://www.dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/11/i/11-2>
- Edvardsen, I., Knut, & Ramstad, T. Ø. (2014). *Trehus* [ISBN: 978-82-536-1391-8]. SINTEF akademisk forlag.
- Junker, E. (2023, 28. september). *Byggteknisk forskrift (TEK)*. Store Norske Leksikon. Hentet 7. april 2024, fra [https://snl.no/Byggteknisk_forskrift_\(TEK\)](https://snl.no/Byggteknisk_forskrift_(TEK))
- Kultur og Likestillingsdepartementet. (2024, 25. april). *Bestemmelser om tilskudd til anlegg for idrett og fysisk aktivitet – 2023*. Hentet 28. april 2024, fra https://www.regjeringen.no/contentassets/cc8ab60bcffd4cd48317766f094c66ac/v-0732-b_2023-bestemmelser-om-tilskudd-til-anlegg-for-idrett-og-fysisk-aktivitet-v2.pdf
- Larsen, P. K. (2020). *Dimensjonering av Stålkonstruksjoner (Utgave 3)* [ISBN: 978-82-450-3391-5]. Fagbokforlaget.
- lca.no. (udatert). *Hva er EPD?* Hentet 18. mai 2024, fra <https://lca.no/hva-er-epd/>
- Lett-Tak. (udatert-a). *Lett-Tak Classic*. Hentet 14. mai 2024, fra <https://lett-tak.no/produkter-og-tjenester/taklosninger/lett-tak-classic/>
- Lett-Tak. (udatert-b). *Spenn*. Hentet 15. mai 2024, fra <https://lett-tak.no/teknisk-informasjon/lett-tak-classic/spenn/>
- Lett-Tak. (udatert-c). *U-verdi*. Hentet 15. mai 2024, fra <https://lett-tak.no/teknisk-informasjon/lett-tak-classic/u-verdi/>
- Meccanica. (udatert-a). *Annet arealmoment og Steiners formel*. Hentet 19. mai 2024, fra <http://meccanica.uit.no/fasthet/18t2.html>
- Meccanica. (udatert-b). *Fagverk*. Hentet 8. april 2024, fra <http://meccanica.uit.no/statikk/t07-4.htm>
- Møllekgård, M., Malmei, V., & Zapffe, V. (2020 mai). *Optimalisering av fagverksbjelke i stål*. NTNU.
- Node Rådgivende Ingeniør. (udatert). *Parametrisk Design*. Node. Hentet 27. april 2024, fra <https://www.node.no/andretjenester/262-parametrisk-design>
- Norges Badmintonforbund. (udatert). *Anlegg*. Norges Badmintonforbund. Hentet 7. april 2024, fra <https://www.badminton.no/temasider/anlegg/>
- Norges Idrettsforbund. (udatert). *Idrett og bærekraft*. Hentet 20. mai 2024, fra <https://www.idrettsforbundet.no/tema/idrett-og-barekraft/>

- Norges idrettsforbund. (udatert-a). *Anlegg*. Hentet 16. februar 2024, fra <https://www.idrettsforbundet.no/tema/idrettensvalgsaker/anlegg/>
- Norges idrettsforbund. (udatert-b). *Norges Idrettsforbund*. Hentet 16. februar 2024, fra <https://www.idrettsforbundet.no/>
- Norsk Standard. (2005). *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-4: Allmenne laster Vindlaster (NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009)*.
- Norsk Standard. (2015 juni). *Eurokode 3: Prosjektering av Stålkonstruksjoner Del 1-1 Allmenne regler og regler for bygninger (NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015)*.
- Norsk Standard. (2016, 1. mai). *Eurokode Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner (NS-EN 1990:2002 +A1+AC+NA)*.
- Norsk Standard. (2018, 24. august). *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-3: Allmenne laster Snølaster (NS-EN 1991-1-3:2003+A1:2015+NA:2018)*.
- Norsk Standard. (2019, 1. januar). *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-1: Allmenne laster Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger (NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019)*.
- Norsk Standard. (2024, 15. februar). *Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygnigner (NS-EN 1995-1-1:2004+A2:2009+NA)*.
- Norsk Tipping. (2024, 1. januar). *Her havner spillemidlene*. Hentet 28. april 2024, fra <https://www.norsk-tipping.no/artikler/her-havner-spillemidlene-24>
- Plan og bygningsloven. (2009). *Lov om planlegging og byggesaksbehandling, (LOV-2008-06-27-71)*. Lovdata. Hentet 7. april 2024, fra <https://lovdata.no/dokument/NL/lov/2008-06-27-71>
- Ruukki. (udatert-a). *Sandwichpanel SPA E for yttervegger*. Hentet 15. mai 2024, fra <https://www.ruukki.com/nor/building-envelope/produkter/wall-structures/sandwich-panels-for-external-walls/sandwich-panel-detail/sandwich-panel-spa-e-for-external-wall>
- Ruukki. (udatert-b). *Selvbærende plate T70-57L-1058*. Hentet 10. mai 2024, fra <https://www.ruukki.com/nor/building-envelope/produkter/roof-structure/load-bearing-sheets/load-bearing-sheets-detail/load-bearing-sheet-t70-57l-1058#materialer>
- Ruukki. (udatert-c). *Selvbærende takplater*. Hentet 11. april 2024, fra <https://www.ruukki.com/nor/building-envelope/produkter/roof-structure/load-bearing-sheets#selvb%c3%a6rende-takplater>
- Rørvik, T., & Årskog, V. (2010 desember). *Konstruksjonssikkerhet og belastning Kompendium i Lastberegning (3. Utg)*.
- SINTEF. (2015, 25. juni). *Hvordan prosjektere miljøvennlig med livsløpsvurdering (LCA)*. Hentet 18. mai 2024, fra <https://www.sintef.no/siste-nytt/2015/hvordan-prosjektere-miljovennlig-med-livslopsvurde/>
- SINTEF Byggforsk. (2003). *U-verdier. Tak (471.013)*. Byggforskserien. Hentet 7. mai 2024, fra https://www.byggforsk.no/dokument/212/u-verdier_tak
- SINTEF Byggforsk. (2012 desember). *U-verdier. Vegger over terreng med bindingsverk av tre med gjennomgående stendere (471.401)*. Byggforskserien. Hentet 16. mai 2024, fra https://www.byggforsk.no/dokument/4045/u-verdier_vegger_over_terreng_med_bindingsverk_av_tre_med_gjennomgaaende_stendere#i4
- SINTEF Byggforsk. (2013 august). *Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler (471.031)*. Byggforskserien. Hentet 10. mai 2024, fra https://www.byggforsk.no/dokument/215/egenlaster_for_bygningsmaterialer_byggevarer_og_bygningsdeler
- SINTEF Byggforsk. (2015 juni). *Innervegger med trestendere (524.213)*. Byggforskserien. Hentet 16. mai 2024, fra https://www.byggforsk.no/dokument/373/innervegger_med_trestendere

- Solvik, F., Falkanger, T., & Reusch, M. (2024, 16. januar). *Plan- og bygningsloven*. Store Norske Leksikon. Hentet 7. april 2024, fra https://snl.no/plan-_og_bygningsloven
- Strusoft. (2024a). *Structural Analysis Software — FEM-Design*. Hentet 24. april 2024, fra <https://strusoft.com/software/3d-structural-analysis-software-fem-design/>
- Strusoft. (2024b, 26. februar). *FEM-Climate app is integrated into FEM-Design 23*. Hentet 15. mai 2024, fra <https://strusoft.com/blog/blog/fem-climate-app-is-integrated-into-fem-design-23/>
- Tjernshaugen, A. (2023, 17. november). *bærekraft*. Store Norske Leksikon. Hentet 20. mai 2024, fra <https://snl.no/b%C3%A6rekraft>
- Ålesund Badmintonklubb. (udatert). *Om ÅBK*. Hentet 19. februar 2024, fra <https://www.alesundbadminton.no/about/>
- Ålesund Kommune. (2024, 25. april). *Finn informasjon og søk om spelemidler*. Hentet 15. mai 2024, fra <https://alesund.kommune.no/kultur-idrett-og-fritid/tilskudd-stipend-og-prisar/tilskotsordningar/spelemidler/>

Vedlegg

Vedlegg 1 Forprosjekt

Vedlegg 2 Møtereferat

Vedlegg 3 Håndberegning av Laster

Vedlegg 4 Beregningsrapport, Ålesund Badmintonklubb

Vedlegg 5 Beregningsrapport, Limtrebue

Vedlegg 6 Beregningsrapport, Stålbue

Vedlegg 7 Knekk kontroll av Stålbue

Vedlegg 8 Kontroll av elementer fra Ruukki

Vedlegg 9 Materiallister fra Revit

Vedlegg 10 Twinmotion Album

Vedlegg 11 Revit Tegninger

Vedlegg 12 Plakat

Vedlegg 13 Timelogg

