

Avstivningsevnen til sammensatte veggelementer av limtre

Avstivningsevnen vurderes ved bruk av FEM og analytiske beregninger



Daniel Bergsagel



Tone Buø



Hans Petter Endresen

Veiledere

Svein Erik Marum, Dagfin Skaar AS
Vidar Hellum, Universitetet i Agder

Universitetet i Agder, 2022

Fakultet for teknologi og realfag
Institutt for ingeniørvitenskap

Obligatorisk Gruppeerklæring

Den enkelte student er selv ansvarlig for å sette seg inn i hva som er lovlige hjelpemidler, retningslinjer for bruk av disse og regler om kildebruk. Erklæringa skal bevisstgjøre studentene på deres ansvar og hvilke konsekvenser fusk kan medføre. Manglende erklæring fritar ikke studentene fra sitt ansvar.

1.	Vi erklærer herved at vår besvarelse er vårt eget arbeid, og at vi ikke har brukt andre kilder eller har mottatt annen hjelp enn det som er nevnt i besvarelsen.	<input checked="" type="checkbox"/>
2.	Vi erklærer videre at denne besvarelsen: - ikke har vært brukt til annen eksamen ved annen avdeling/universitet/høgskole innenlands eller utenlands. - ikke refererer til andres arbeid uten at det er oppgitt. - ikke refererer til eget tidligere arbeid uten at det er oppgitt. - har alle referansene oppgitt i litteraturlista. - ikke er en kopi, duplikat eller avskrift av andres arbeid eller besvarelse.	<input checked="" type="checkbox"/>
3.	Vi er kjent med at brudd på ovennevnte er å betrakte som fusk og kan medføre annullering av eksamen og utestengelse fra universiteter og høgskoler i Norge, jf. Universitets- og høgskoleloven §§4-7 og 4-8 og Forskrift om eksamen §§ 31.	<input checked="" type="checkbox"/>
4.	Vi er kjent med at alle innleverte oppgaver kan bli plagiattrollert.	<input checked="" type="checkbox"/>
5.	Vi er kjent med at Universitetet i Agder vil behandle alle saker hvor det forligger mistanke om fusk etter høgskolens retningslinjer for behandling av saker om fusk.	<input checked="" type="checkbox"/>
6.	Vi har satt oss inn i regler og retningslinjer i bruk av kilder og referanser på biblioteket sine nettsider.	<input checked="" type="checkbox"/>

Puliseringsavtale

Fullmakt til elektronisk publisering av oppgaven

Forfatter(ne) har opphavsrett til oppgava. Det betyr blant annet enerett til å gjøre verket tilgjengelig for allmennheten (Åndsverkloven. §2).

Alle oppgaver som fyller kriteriene vil bli registrert og publisert i Brage Aura og på UiA sine nettsider med forfatter(ne)s godkjenning.

Oppgaver som er unntatt offentlighet eller taushetsbelagt/konfidensielle vil ikke bli publisert.

Jeg/vi gir herved Universitetet i Agder en vederlagsfri rett til å gjøre oppgaven tilgjengelig for elektronisk publisering: JA NEI

Er oppgaven båndlagt (konfidensiell)?
(Båndleggingsavtale må fylles ut) JA NEI

- Hvis ja:

Kan oppgaven publiseres når båndleggingsperioden er over? JA NEI

Er oppgaven unntatt offentlighet?
(inneholder taushetsbelagt informasjon. Jfr. Offl. §13/Fvl. §13) JA NEI

Forord

Denne masteroppgaven er utarbeidet ved Institutt for Ingeniørvitenskap, Fakultet for teknologi og realfag ved Universitetet i Agder. Oppgaven er skrevet i emnet BYG508, og utgjør det fjerde og siste semesteret av masterutdanningen innen bygg.

Målet med oppgaven har vært å finne en måte å beregne og dokumentere hvilken avstivning som realistisk kan oppnås med veggelementer av limtre (HBE-elementer) i en konstruksjon.

Vi ønsker å benytte anledningen til å takke våre to dyktige veiledere: Vidar Hellum ved Universitetet i Agder og Svein Erik Marum fra Dagfin Skaar AS. Takk for all tid dere har lagt ned for oss og for at dere deler deres uvurderlige kunnskap og ikke minst gode støtte.

Vi vil også takke for hjelpen vi har fått fra arbeidslivet som har bistått oss i å løse denne masteroppgaven. Spesielt vil vi takke Dlubal for å ha gitt studentlisenser til rFEM, svart på spørsmål og kommet med gode tips og råd.

Summary

In recent years, the use of timber in large structures has increased, partly because of its good environmental properties. One wood-based product that has emerged is the HBE-element, which practically is a 580mm high glulam beam. By stacking these on top of each other and screwing them into columns, HBE-elements can be used to build wall structures. It is, however, unknown how to document the bracing effect of such walls if they are to maintain the global stability of a building. In order to achieve global stability, a structure needs to resist horizontal loads and lead them to the foundation.

This master's thesis aims to investigate what bracing effect can be obtained when using HBE-elements in walls, as well as how to document this effect. FEM-analyzes and other analytical calculations have been conducted, as well as literature studies. Results revealed that a bracing effect can be obtained from HBE-elements if the connections to the columns are moment stiff, as this activates the bending stiffness of the elements. Such connections proved to be difficult to obtain using screws. Other mechanisms with a bracing effect were caused by contact forces between the elements, but the contribution from these mechanisms was either insignificantly small or too uncertain to be used for documentation.

Innhold

Obligatorisk Gruppeerklæring	i
Puliseringsavtale	ii
Forord	iii
Summary	iv
Figurer	viii
Tabeller	xi
Symboler	xii
1 Innledning	1
2 Samfunnsperspektiv	2
3 Kunnskapsbakgrunn	3
3.1 Tre som byggemateriale	3
3.1.1 Treets oppbygning	3
3.1.2 Trevirkes fysiske egenskaper	4
3.1.3 Trevirkes mekaniske egenskaper	5
3.2 Limtre	7
3.2.1 Home Building Elements	8
3.3 Mekanikk	8
3.3.1 Stabilitet	8
3.3.2 Matematiske sammenhenger	9
3.4 Dimensjonering i henhold til Eurokode 5	10
3.4.1 Grensetilstander	10
3.4.2 Partialfaktormetoden	11
3.4.3 Essensielle faktorer fra Eurokode 5	11
3.4.4 Taueffekten	13
3.5 Forbindelser	14
3.5.1 Forbindelsestyper	14
3.6 Finite Element Method	16
3.6.1 Generell oppbygning av FEM-beregninger	16
3.6.2 Forskjellige elementtyper	18
3.6.3 Hensyn å ta ved modellering i FEM	19
4 Forskerspørsmål	25
5 Case og Materialer	26
5.1 Case	26

5.2	Materialer	27
5.3	Digitale verktøy	27
6	Metode	28
6.1	Fremdriftsplan og veiledninger	28
6.2	Innhenting av litteratur og annen relevant informasjon	28
6.3	Kvalitetssikring	29
6.4	Håndberegninger	30
6.4.1	Laster	30
6.4.2	Statiske systemer	30
6.4.3	Konstruksjonsdeler	31
6.5	Modellering i Revit	32
6.6	Analytiske beregninger av HBE-veggenes styrke og stivhet	33
6.6.1	Mekanismer som medfører avstivning	34
6.6.2	Overføring av krefter mellom HBE-elementer og søyler	35
6.6.3	Avstivning som følge av sammentrykking av HBE-elementer	36
6.6.4	Avstivning som følge av innspenningsgrad i koblinger	37
6.6.5	Krefter i skrueforbindelser og plassering av skruer	38
6.6.6	Beregningsiterasjoner ved bruk av Mathcad-ark	39
6.6.7	Endringer i Mathcad-ark basert på FEM-analyser	39
6.6.8	Vurdering og kontroll av lastvirkninger	40
6.7	Gjennomføring av FEM-analyser	41
6.7.1	Materialmodeller	42
6.7.2	Forskyvning i skrueforbindelser	43
6.7.3	Verifisering av beregninger for momentstivhet i koblinger	46
6.7.4	Verifisering av beregninger ved bruk av skallelementer	48
6.7.5	Tilleggsanalyser for å undersøke elementers deformasjon i rFEM	52
6.8	Dimensjonering av avstivende HBE-vegger	52
7	Resultat	54
7.1	Litteraturstudie	54
7.1.1	Tilnærminger for skrueforbindelsers forskyvning $\Delta(F)$	54
7.1.2	Bjelketeori og skjærdeformasjon	55
7.2	Tegninger	56
7.3	Tilhørende bæresystem	58
7.3.1	Laster og statiske systemer	58
7.3.2	Bjelker og søyler	61
7.3.3	Forbindelser	61
7.3.4	Utbøyning av HBE-elementer	62
7.4	FEM-analyser	63
7.4.1	Forskyvningen i skrueforbindelser	63
7.4.2	Verifisering av Mathcad-ark ved bruk av bjelkeelementer	66
7.4.3	Verifisering av Mathcad-ark ved bruk av skallelementer	72
7.4.4	Observerte deformasjonsoppførsel i tilleggsanalyser	77
7.5	Dimensjonering av HBE-vegg for vindavstivning	77
7.5.1	Bruk av HBE-elementer som veggavstivning	77
7.5.2	Diagonal avstivning som alternativ	80
8	Diskusjon	81
8.1	Tilhørende bæresystem	81
8.1.1	Laster og statiske systemer	81
8.1.2	Valg av konstruksjonselementer og forbindelser	82
8.1.3	Stabilitet	82

8.2	Gyldigheten og nøyaktigheten til gjennomførte FEM-analyser	83
8.2.1	Forskyvningen i HBE-veggenes skrueforbindelser	83
8.2.2	Bjelkeelementanalyser av HBE-veggen	84
8.2.3	Skallelementanalyser av HBE-veggen	84
8.2.4	Tilleggsanalyser for å undersøke deformasjonsoppførselen til elementer i FEM	86
8.3	Gyldigheten og nøyaktigheten til analytiske beregninger av HBE-veggenes styrke og stivhet	86
8.3.1	Tilnærming til forskyvningen i skrueforbindelser	87
8.3.2	Stivhetsbidraget fra sammentrykking av elementer	88
8.3.3	Stivhetsbidrag og lastvirkninger fra innspente koblinger	90
8.4	HBE-elementers evne til å avstive konstruksjoner	103
8.4.1	Avstivning fra sammentrykking av HBE-elementer	104
8.4.2	Avstivning fra innspente forbindelser og bøyning i HBE-elementer	104
8.4.3	Avstivning fra friksjon	107
8.4.4	Alternative måter å stive av HBE-vegger på	108
8.4.5	HBE-elementers totale avstivningseffekt	111
9	Konklusjon	113
9.1	Forskerspørsmål	113
9.2	Underspørsmål	113
10	Anbefalinger	114
11	Bibliografi	115
12	Vedlegg	121

Figurer

3.1	Snitt av fiber	3
3.2	Ulike retninger i trevirke	4
3.3	Spenning-tøyningsdiagram til trevirke utsatt for trykk	6
3.4	HBE-element	8
3.5	Taueffekt	14
3.6	Skrueforbindelser	15
3.7	Diverse tømmerforbindelser	16
3.8	Formfunksjoner for elementer	17
3.9	Stavelement	18
3.10	Flatelementer	18
3.11	Volumelement: Heksahedron og tetraeder	19
3.12	Singularitet	20
3.13	Deformasjon ved forskjellige elementinndelinger av lineære volumelement	21
3.14	Eksempler på belastningsrespons i lineære og ikkelineære analyser	21
3.15	Eksentrisk belastning på grunn av deformasjon	22
3.16	En bjelke overlapper med en annen på grunn av lineær deformasjon	22
3.17	Lineær beregning og iterasjonsberegninger basert på Picard og Newton-Raphson	23
3.18	Flaten som definerer flytkriteriene i Tsai-Wu-materialmodellen	24
5.1	Modalen sitt nye kontor- og lagerbygg	26
5.2	Valgt case er området markert i blått med utgangspunkt i Modalen sitt bygg	26
6.1	Modellering av søyler, dragere og åser	32
6.2	Modellering av betongkonstruksjoner	33
6.3	Modellering av skillevegger, bjelkelag og HBE-elementer	33
6.4	Veggstivhet fra kollisjon og sammentrykking av elementer	34
6.5	Veggstivhet fra momentstive koblinger	34
6.6	Ytre krefter og krefter som virker fra HBE-elementer på søylene	35
6.7	Elementer buler ut ved sammentrykking	36
6.8	Utgangspunkt for beregning av avstivningseffekten fra sammentrykking av HBE-elementer	37
6.9	Utgangspunkt for beregning av avstivningseffekten fra momentstive koblinger	38
6.10	Verdiene $R_{I,j}$, $n_{hor,j}$ og $n_{vert,j}$	39
6.11	Innstillinger for kontroll av elementform i rFEM 5	42
6.12	Modell for kontroll av forskyvning i skrueforbindelsene	44
6.13	Geometrien til modellert skrue	44
6.14	Endring av modell for å anvende symmetri	45
6.15	6m høye søyler	46
6.16	Kontroll av innspenningsmoment dersom vindlast påføres som punktlast i veggens topp	47
6.17	Modellert geometri for kontroll av innspenningsmoment	47
6.18	Oppbygning for modell med flatelementer	48
6.19	Modell for verifikasjon av beregninger for sammentrykking av HBE-elementer	49
6.20	Avlesning av søylenes rotasjonsvinkel	50

6.21	Test av forskyvning i bjelkeelement-skruer	51
6.22	Test av bøyning i HBE-elementer	52
7.1	Ulike forbindelsers arbeidslinjer ifølge Treteknisk Institutt	55
7.2	Plantegning 1. etg	56
7.3	Mesanin 2. etg	56
7.4	Takkonstruksjon	57
7.5	Snittegning	57
7.6	Oversikt over tilhørende bæresystem	58
7.7	Eksempel på ytre laster som kan virke samtidig på konstruksjonen	59
7.8	Statistiske systemer	60
7.9	Prinsipp og geometri av bjelkeforbindelser	62
7.10	Prinsipp og geometri av søyleforbindelser	62
7.11	Meshfinhetsanalyse for en skrueforbindelse ved $0,02kN$ belastning	63
7.12	Valgte elementstørrelser i skruer for FEM-analyser av skrueforbindelser	64
7.13	Forskyvning $\Delta(F)$ i $4mm$ skrue	64
7.14	Forskyvning $\Delta(F)$ i $5,4mm$ skrue	65
7.15	Forskyvning $\Delta(F)$ i $7mm$ skrue	65
7.16	Deformert form og spenning i skrue fra FEM-analyse	66
7.17	Deformert form i FEM-analysen av bjelkemodell	66
7.18	Illustrasjon av momentdiagrammer i HBE-elementer og søyler	67
7.19	Vinkel mellom vertikalakse og søyler for Mathcad-ark versjon to	68
7.20	Innspenningsmomenter i hvert HBE-element for Mathcad-ark versjon to	69
7.21	Største momenter og forskyvninger i FEM sammenlignet med Mathcad-ark versjon to	69
7.22	Fordelingen av innspenningsmomenter for Mathcad-ark versjon tre	70
7.23	Vinkel mellom vertikalakse og søyler for Mathcad-ark versjon tre	71
7.24	Største momenter og forskyvninger for Mathcad-ark versjon tre	72
7.25	Deformert form og opplagerkrefter ved kun én skrue i hver kobling	72
7.26	Søylevinkler og innspenningsmomenter for skallelementanalyse og Mathcad-ark versjon tre	74
7.27	HBE-veggenes deformasjon, skalert opp med en faktor på 150	74
7.28	Kontakttrykk mellom HBE-elementer	75
7.29	Diagram over vinkel i søylene	75
7.30	Momentdiagram i søylene	76
7.31	Fordeling av skjærspenninger i skallelementanalysen	76
7.32	HBE-veggenes deformasjon med liten skjærdeformasjon, skalert 150 ganger opp	77
7.33	Prinsipp skråavstivning	80
8.1	Veggavstivere	82
8.2	Deformert form og opplagerkrefter ved kun én skrue i hver kobling	85
8.3	Kontroll av innspenningsmoment dersom vindlast påføres som punktlast i veggens topp	86
8.4	Forskyvning $\Delta(F)$ i forskjellige skruer	87
8.5	Resultater fra skallelementanalysen som ble brukt for endelig kontroll av beregninger	89
8.6	Ytre krefter og krefter som virker fra HBE-elementer på søylene	89
8.7	Største momenter og forskyvninger for Mathcad-ark versjon tre	91
8.8	Deformasjon og vinkel mellom vertikalakse og $8m$ høye søyler	92
8.9	HBE-veggenes deformasjon, skalert opp med en faktor på 150	92
8.10	Diagram over vinkel i søylene, samt bilde av kobling	93
8.11	Diagram over vinkel i søylene, samt innspenningsmomenter	94
8.12	Vinkel mellom vertikalakse og søyler for Mathcad-ark versjon tre	96
8.13	Fordelingen av innspenningsmomenter for Mathcad-ark versjon tre	98
8.14	Momentdiagram og normalspenninger	101
8.15	Fordeling av skjærspenninger i skallelementanalysen	102

8.16	Illustrasjon av momentdiagrammer i HBE-elementer og søyler	103
8.17	Momentarm på skjærkrefter i skruer hvis veggen er en stiv skive	108
8.18	Bruk av innslissede stålplater for å feste HBE-elementer til søyler	109
8.19	Bruk av armeringsjern for å koble HBE-elementer sammen med hverandre	110
8.20	Hvor mye vindlast som fordeles til hver HBE-vegg	111

Tabeller

3.1	Vanlige verdier for trevirke sine poissontall	7
3.2	Sammenheng mellom sideforhold og avvik i FEM-beregninger	20
6.1	Søkeord som er brukt	29
6.2	Oversikt over FEM-analyser som ble gjennomført	41
6.3	Valgte verdier for poissontall til FEM-modellering	43
7.1	Karakteristiske vindlaster	59
7.2	Påkjenning i bjelker	60
7.3	Påkjenning i søyler	60
7.4	Oppsummering av valgte bjelker	61
7.5	Oppsummering av valgte søyler	61
7.6	Oppsummering av valgte forbindelser	61
7.7	Skrueforskyvning og beregningstid ved forskjellige elementstørrelser	63
7.8	Sammenligning av største skruerkraft og horisontal forskyvning i toppen av HBE-veggen	73
7.9	Utnyttelsesgrader i bruddgrensetilstanden for søyler og HBE-elementer	73
7.10	Vinkel i bjelkeender ved $10kNm$ påført moment i hver bjelkeende	77
7.11	Skrueantall, søylebredde og lastvirkninger ved bruk av $4mm$ -skruer	78
7.12	Skrueantall, søylebredde og lastvirkninger ved bruk av $5,4mm$ -skruer	78
7.13	Skrueantall, søylebredde og lastvirkninger ved bruk av $7mm$ -skruer	78
7.14	Skrueantall, søylebredde og lastvirkninger ved bruk av $7mm$ -skruer og $1m$ høye HBE-elementer	79
7.15	Skrueantall, søylebredde og lastvirkninger ved bruk av $7mm$ -skruer i en $5m$ høy HBE-vegg	79
8.1	Utnyttelsesgrader i bruddgrensetilstanden for søyler og HBE-elementer	100
8.2	Skrueantall, søylebredde og lastvirkninger ved bruk av $7mm$ -skruer	105
8.3	Skrueantall, søylebredde og lastvirkninger ved bruk av $7mm$ -skruer og $1m$ høye HBE-elementer	107
8.4	Skrueantall, søylebredde og lastvirkninger ved bruk av $7mm$ -skruer i en $5m$ høy HBE-vegg	107

Symboler

Store latinske bokstaver

A	tverrsnittsareal
A_k	karakteristisk ulykkeslast som punktlast
E	elastisitetsmodul
E_d	dimensjonerende påkjenning
E_k	karakteristisk påkjenning
E_p	forhold mellom spenning og tøyning etter materialflyt
E_x, E_y, E_z	elastisitetsmodul i henholdsvis x, y og z-retning
$E_{0,mean}$	middelverdi for elastisitetsmodul parallelt med fiberretning
$E_{90,mean}$	middelverdi for elastisitetsmodul 90 grader på fiberretning
F	kraft
F_{ax}	aksiell uttrekkskapasitet
F_I	skjærkraft i skrue som følge av momentoverføring mellom søyle og HBE-element
$F_{I,v}$	skjærkraft i HBE-elementer som følge av bøyning ved innspente koblinger til søyler
F_{max}	største skjærkraft i skrue
F_S	total trykkraft vinkelrett på fiber i HBE-elementene
$F_{S,i}$	trykkraft vinkelrett på fiber i HBE-element nummer i
$F_{søyle}$	kraft i søyle
F_{tau}	bidrag fra taueffekten
$F_{V,Rd}$	dimensjonerende skjærkapasitet i skrue
$F_{V,Rk}$	karakteristisk skjærkapasitet i skrue
G	skjærmodul
G_k	karakteristisk egenlast som punktlast
G_{mean}	midlere skjærmodul
G_{xy}, G_{xz}, G_{yz}	skjærmodul i henholdsvis xy-, xz- og yz-retning
I	andre arealmoment
K_{ser}	glidemodul i bruksgrensetilstand henhold til Eurokode 5
K_u	glidemodul i bruddgrensetilstand henhold til Eurokode 5
L	spennvidde
M	moment
M_{Ed}	dimensjonerende moment
M_{felt}	feltmoment
M_I	avstivningsmoment fra momentstive koblinger mellom søyler og HBE-elementer
M_{maks}	maks moment
M_S	avstivningsmoment fra sammentrykking av HBE-elementer
M_Y	ytre moment som følge av vindlast
N_{Ed}	dimensjonerende aksialkraft
P_k	karakteristisk nyttelast som punktlast
Q_k	karakteristisk vindlast som punktlast
R	reaksjonskraft
R_d	dimensjonerende kapasitet
R_I	avstanden mellom skruer i ett HBE-element
R_k	karakteristisk kapasitet
$R_{S,i}$	momentarm mellom krefter ved sammentrykking av HBE-elementene
S	forhold mellom vertikal tøyning og trykkraft vinkelrett på fiber i et HBE-element
S_k	karakteristisk snølast som punktlast
V	skjærkraft
V_{Ed}	dimensjonerende skjærkraft
X_d	dimensjonerende fasthet
X_k	karakteristisk fasthet

Små latinske bokstaver

a	avstand, rotmål
b	bredde
$f_{c,x}, f_{c,y}, f_{c,z}$	trykkfasthet i henholdsvis x-, y- og z-retning
$f_{c,0,k}$	karakteristisk trykkfasthet parallelt med fiberretning
$f_{c,90,k}$	karakteristisk trykkfasthet 90 grader på fiberretning
$f_{m,d}$	dimensjonerende bøyefasthet
$f_{m,k}$	karakteristisk bøyefasthet
$f_{r,k}$	karakteristisk skjærfasthet for rulleskjær i trevirke
$f_{t,x}, f_{t,y}, f_{t,z}$	strekkfasthet i henholdsvis x-, y- og z-retning
$f_{t,0,k}$	karakteristisk strekkfasthet parallelt med fiberretning
$f_{t,90,k}$	karakteristisk strekkfasthet 90 grader på fiberretning
$f_{v,d}$	dimensjonerende skjærfasthet
$f_{v,k}$	karakteristisk skjærfasthet
$f_{v,xz}, f_{v,xy}, f_{v,yz}$	skjærfasthet i henholdsvis xz-, xy- og yz-retning
f_y	flytegrense
g_k	karakteristisk jevnt fordelt egenlast
h	høyde
i	brukes for nummerering i formler
$k_{c,90}$	faktor som tar hensyn til lastkonfigurasjon, splitting og sammentrykking
$k_{c,y}, k_{c,z}$	instabilitetsfaktor
k_{cr}	oppsprekkingsfaktor
k_{crit}	reduksjonsfaktor
k_{def}	faktor som tar hensyn til fukt sin betydning for langtidsdeformasjoner
k_{dis}	faktor som tar hensyn til spenningsfordelingen i et toppunkt
k_h	høydefaktor
k_m	faktor som tar hensyn til omfordeling av bøyepenninger i et tverrsnitt
k_{mod}	fasthetsfaktor for lastvarighet og klimaklasse
k_{vol}	volumfaktor
k_{90}	lastfaktor som tar hensyn til lastkonfigurasjon, oppsplitting og trykkdeformasjon
l	lengde
n	antall
n_{hor}	antall skruer horisontalt ved siden av hverandre i ett HBE-element
n_{vert}	antall skruer vertikalt over hverandre i ett HBE-element
p_k	karakteristisk jevnt fordelt nyttelast
$q_{trykk}(x)$	funksjon for trykket i $\frac{kN}{m}$ mellom HBE-elementer når elementene presses sammen
s_k	karakteristisk jevnt fordelt snølast
u	forskyvning
$w(x)$	nedbøyning som funksjon av x
\emptyset	diameter

Greske bokstaver

$\delta_{trykk}(x)$	utbøyning av HBE-elementer ved sammentrykking, som funksjon av x
$\delta(z)$	horisontal forskyvning i veggen i en høyde z fra bakken
$\Delta(F)$	forskyvning i en skrue som funksjon av skjærkraft F
$\Delta\theta$	forskjellen i vinkel mellom søyle og HBE-element i koblingen mellom søyla og HBE-elementet
ε	tøyning
ε_{HBE}	vertikal tøyning i HBE-element
$\varepsilon_{søyle}$	tøyning i søylens lengderetning
γ_F	partialfaktor for laster
γ_M	partialfaktor for materialegenskaper
ρ_m	midlere densitet til trevirke
θ	søylens rotasjonsvinkel
θ_{HBE}	rotasjonsvinkel i enden til HBE-elementer
ν	poissonantall
σ	normalspenning

1 | Innledning

Samtidig som teknologi har vært nyttig for mennesket har det særlig i nyere tid gitt negativ innvirkning på naturen [1, s. 35]. Hva som driver denne teknologien og samfunnsutviklingen er det ifølge Nilsen [1, s. 15] ikke alltid enighet om. Er det samfunnets behov som driver teknologiutviklingen, eller er det teknologien som driver utviklingen av samfunnet? Det som er sikkert er imidlertid at nye byggematerialer og ulike byggemetoder er i stadig utvikling [2][3], og at det i flere bransjer er blitt høyt fokus på miljø og bærekraft i store deler av verden.

Tradisjonelt sett har det i hovedsak vært mest småhusbebyggelse, gårdsbruk og stavkirker som har benyttet seg av tre som byggemateriale. I nyere tid er derimot tre også blitt brukt konstruktivt i større offentlige bygg [4], moderne høyhus [5] og brukonstruksjoner [6]. En viktig grunn til at trevirke er blitt mer populært i senere tid er de gode miljøegenskapene treet innehar [7][8], og i løpet av de siste årene har flere trebaserte bygningsprodukter blitt utviklet til strukturell bruk. Et eksempel er *Home Building Elements* (HBE-elementer) [9], som i praksis er limtredragere med langsgående innfrest not og fjær. I motsetning til konvensjonell limtre som kom til nordiske land i starten av 1900-tallet [10, s. 2], er HBE-elementer et relativt nytt konsept. Elementene ble opprinnelig utviklet i Tyskland for 8-10 år siden, hvor det allerede er brukt i flere leilighetsbygg [11]. Nå produseres HBE-elementer også lokalt ved Sørlaminering AS i Marnardal. I Norge ble de lokalproduserte HBE-elementene for første gang benyttet i 2021 i forbindelse med oppføringen av Aanesland Treindustri sin nye fabrikk på Gaupemyrheia i Lillesand [11]. HBE-elementene brukt i Aanesland sin fabrikk ble stablet horisontalt oppå hverandre som ikkebærende elementer i byggets yttervegger, og hvert element ble festet med selvborende skruer til tresøyler. For å sikre byggets globale stabilitet ble det i tillegg montert stålbånd som skråavstivning utenpå HBE-elementene. Dette fordi det foreløpig var ukjent hvordan avstivningsevnen til en vegg bestående av kun HBE-elementer skulle dokumenteres. I tillegg var det fra byggherres side ikke ønskelig å lime elementene sammen, for å bevare muligheten for demontering og ombruk i senere tid.

Det er byggteknisk forskrift (TEK17) [12] som regulerer minimumskravene et byggverk må tilfredsstille for å kunne oppføres lovlig i Norge, og i henhold til denne skal blant annet konstruksjonssikkerheten for byggverket dokumenteres. Ifølge veiledningen til TEK17 [12] er den enkleste måten å gjøre dette på ved å følge prosjekteringsstandarden NS-EN 1990 [13] med tilhørende standarder og nasjonale tillegg. HBE-elementer behandles ikke spesifikt i prosjekteringsstandardene fra NS-EN-serien, men i henhold til kapittel 9.2.4.1(4) i NS-EN 1995 [14] skal kapasiteten til en avstivende vegg bestemmes enten ved prøving etter NS-EN 594 eller ved beregninger der det brukes hensiktsmessige analysemetoder eller beregningsmodeller. I denne masteroppgaven benyttes analytiske beregninger og FEM-analyser for å vurdere og dokumentere avstivningseffekten til en vegg bestående av HBE-elementer. Denne problemstillingen er interessant å se på ettersom ytterligere skråavstivning kan unnlates dersom HBE-elementenes avstivningseffekt er tilstrekkelig. Ved å dokumentere avstivningseffekten til elementene kan også bruksområdet utvides, slik at bruken av tre som byggemateriale fremmes ettersom HBE-elementer blir mer gunstige å bruke i fremtidige bygg. I tillegg tar masteroppgaven for seg bæresystemet i et case-bygg hvor det ses på muligheten for bruk av samme type HBE-elementer som ble brukt ved fabrikkens til Aanesland Treindustri. Oppgaven ble valgt for å øke egen kunnskap innen global stabilitet og bruk av tre som bygningsmateriale, og ble foreslått av Dagfin Skaar AS som var ansvarlig prosjekterende for konstruksjonssikkerheten til Aanesland sitt nye fabrikklokale.

2 | Samfunnsperspektiv

Ved riktig bruk kan konstruksjoner av tre oppnå lang levetid, og det finnes i dag byggverk av tre som er over 1000 år gamle [10, s. 4]. Tre er også et fornybart byggemateriale og har med dette åpenbare fordeler i et miljøperspektiv [10, s. 2]. Takket være fotosyntesen fanger trær CO_2 fra luften, slik at trevirke er et CO_2 -bindende materiale [15, s. 31][16, s. 11]. Det er først når treverket råtner eller under en forbrenningsprosess at opprinnelig karbondioksid som ble absorbert på nytt frigjøres til atmosfæren [16, s. 11]. Bruk av tre som byggemateriale vil med dette medføre miljøgevinst dersom utnyttelsen av skog er bærekraftig [17], og både råvarer og ferdige bygningsprodukter produseres mest mulig lokalt for å redusere utslipp fra transport.

Def forente nasjoner (FN) har laget en felles arbeidsplan med bærekraftsmål hvor delmål nummer 15.2 er å fremme innføringen av en bærekraftig forvaltning av all slags skog, stanse avskoging og øke nyplantning av skog på et globalt nivå [18]. Dersom tilveksten av skog er lik avgangen vil skogen være miljønøytral, og forutsatt at andelen skog holdes konstant ved nyplantning vil treet som anvendes til produksjon av bygningsmaterialer øke den totale karbonlagringen [15, s. 31]. Et annet aspekt som understreker viktigheten av forsvarlig skogdrift, er at skogen er et viktig økosystem og at nesten 80% av alle kjente landlevende arter i verden bor i skogen [19]. FNs bærekraftsmål nummer 13 går på å stoppe klimaendringene, og et av tiltakene er å kutte utslipp, samt fange og lagre CO_2 [20]. Karbonlagringen som kan oppnås ved å benytte tre som byggemateriale vil være positiv med tanke på klimaendringene verden står ovenfor. Videre, for å nå ambisiøse nasjonale og internasjonale miljømål må det ifølge Treteknisk Institutt bygges mer i tre [21]. Dette vil kreve innovasjon blant annet når det gjelder byggemetoder, produkter, dokumentasjon og tilpasninger i produksjon [21].

Treverk har ikke bare miljømessige fordeler. Det innehar også visuelle kvaliteter, og det trebaserte produktet limtre er ofte et førstevalg i prosjekter med høy arkitektonisk verdi [10, s. 2]. Ifølge forskning samlet av Alapieti et al. [22] er det også sagt at bruken av tre kan gi en positiv effekt på konstruksjoners innemiljø. Dette er fordi treverket kan moderere fuktsvingninger i inneluften og påvirke menneskers følelser positivt [22][23], samt øke opplevelsen av komfort [21]. Treproduksjon gir også en fordel i sammenheng med de økte strømprisene i Norge, ettersom sagflis og annet restmateriale fra produksjonen kan benyttes til biobrensel [23]. Størsteparten av bioenergien benyttes ofte av sagbruket selv [24], mens en mindre del selges videre som oppvarming [23]. Restmaterialer selges også som råstoff til papir- og plateproduksjon, og sammen med muligheten for biobrensel gjør dette at tømmerstokker kan utnyttes fullt ut [23]. Det kan derfor sies at graden av materialets utnyttelse samsvarer med en «effektiv bruk av naturressurser», som er et av FNs delmål innenfor «ansvarlig forbruk og produksjon» [25]. På grunn av dette, sammen med andre overnevnte aspekter, kan økt bruk av tre som konstruksjonsmateriale bidra til et mer bærekraftig samfunn i lys av FNs bærekraftsmål.

3 | Kunnskapsbakgrunn

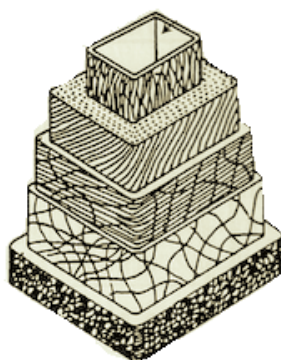
Her presenteres bakgrunnskunnskap som er nødvendig for å forstå problemområdet og hva som er gjort i denne oppgaven.

3.1 Tre som byggemateriale

For å få en overordnet forståelse av trevirkes oppbygning og ulike egenskaper det innehar, gis det i kommende underkapitler relevant teorigrunnlag som er nyttig å ha kunnskap om.

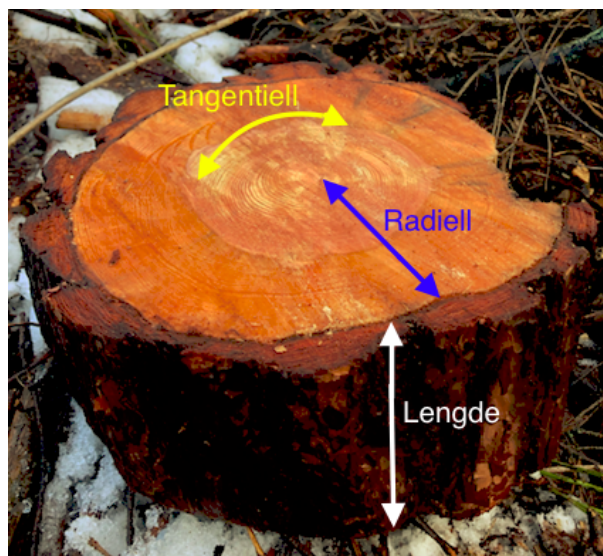
3.1.1 Treets oppbygning

Tre deles inn i to hovedgrupper - *mykved* som omfatter bartrær, og *hardved* som omfatter løvtrær [15, s. 35]. I Norge er det hovedsakelig mykved av gran og furu som benyttes til konstruksjonsvirke [15, s. 65]. Selve veden i treet består av flere fibere som står tett i tett, og som kan ses på som hule rør hvor væsken i treet kan strømme fritt [26, s. 36]. Fiberne i et tre er prinsipielt bygd opp på samme måten for alle treslag, men de varierer i blant annet lengde og bredde avhengig av hvilket treslag det er snakk om. Fiberne i et bartre er for eksempel lengre enn de er for et løvtre [26, s. 36]. Fiberne i treet følger i hovedsak trestammens lengderetning [16, s. 23], og fiberlengden øker med økende avstand fra treetts marg, samt at de er lengre i nedre del av stammen enn i toppen [27]. Hulrommet (cellehulrommet) i fiberne dannes av fibervegger (cellevegger) som videre er bygd opp av flere lag som ligger utenpå hverandre som vist på Figur 3.1. Om våren er celleveggene som produseres tynnere, og hulrommet større, fordi treet har større behov for transport av sevje i denne perioden [15, s. 39]. Dette gir den såkalte *vårveden*, som er vesentlig mer porøs enn *sommerveden*. Vårveden kjennetegnes som den lyse delen av årringene. Om sommeren og høsten er behovet for væske og næring mindre, og behovet for styrke for å motstå vind- og snølaste blir større. Som et resultat av dette er sommerveden sterkere med mørkere karakteristikk i årringene på grunn av produksjonen av tykkere cellevegger med mindre hulrom [15, s. 39].



Figur 3.1: Snitt av fiber [26, s. 38]

På mikronivå er tre å regne som et komplisert og anisotrop materiale, men på makronivå kan det med rimelig god tilnærming sies at tre er et ortotrop materiale i den forstand at det har ulike egenskaper i tre ortogonale retninger [15, s. 49]. Disse er lengderetning, radiell retning og tangentiell retning som vist på Figur 3.2. I konstruksjonssammenheng skilles det i praksis kun mellom lengderetning og tverretning uavhengig av om tverretningen er tangentiell eller radiell [16, s. 161]. Dette er fordi forskjellene i tangentiell og radiell retning er små og tilnærmet like sammenlignet med egenskapene i lengderetningen, og man slipper dermed å ta hensyn til hvor i trestammen hver enkelte trekomponent kommer fra [15, s. 49]. Med andre ord forenkles konstruktive beregninger til å gjelde enten på langs eller på tvers av fiberne, og materialet kan med god tilnærming antas å være todimensjonalt ortotrop [15, s. 49].



Figur 3.2: Ulike retninger i trevirke

3.1.2 Trevirkes fysiske egenskaper

I dette underkapittelet presenteres essensielle fysiske egenskaper som har betydning for den konstruktive dimensjoneringen.

Densitet

Densiteten til celleveggene i treet er praktisk talt konstant for alt trevirke [28, s. 29][26, s. 52], og derfor er det forholdet mellom cellevegg og cellehulrom som bestemmer trevirkets densitet [29, s. 71]. Jo større andel cellevegg og mindre andel cellehulrom, dess høyere densitet [30, s. 51]. Forholdet mellom andelen cellevegg og cellehulrom varierer imidlertid stort mellom de ulike treslagene [28, s. 29][16, s. 46]. I tillegg varierer densiteten mellom trær av samme slag ut fra vekstforhold [16, s. 46]. Det er vist at fasthetsegenskapene for treet øker nokså lineært med økende densitet som følge av økende cellevegtykkelse [28, s. 80].

Fukttinnhold

Trevirke er hygroskopisk, og fuktighetsinnholdet varierer derfor avhengig av den relative luftfuktigheten i omgivelsene [10, s. 34]. Eventuell fuktighet i fiberne befinner seg i fibernes vegger, i tillegg til at fuktigheten kan strømme fritt i hulrommet mellom veggene. Fuktigheten som ligger i hulrommet defineres som *fritt* vann, mens fuktigheten i fiberveggen defineres som *bundet* vann [29, s. 71]. Maksimalinnholdet av bundet vann, også kalt *fibermetningspunktet*, i de ulike treslagene varierer mellom 22% og 35% [26, s. 43-44], men som et grovt overslag regnes et gjennomsnittlig fibermetningspunkt å ligge på rundt 28% av tørrvekta til veden [26, s. 44][16, s. 39]. Treets fukttinnhold defineres nemlig som forholdet mellom massen av vannet i trevirket og massen av helt tørt trevirke [28, s. 34], noe som innebærer at fukttinnholdet kan oppnå prosentvise tall på over 100%.

Krymp og svelling

Ved forandring i trevirkets fukttinnhold vil trevirket oppleve dimensjonsendringer [28, s. 53]. Når trevirket utsettes for uttørking reduseres dimensjonene, og når trevirket fuktes, øker dimensjonene. Dette kalles henholdsvis krymping og svelling. De ortotrope egenskapene trevirket innehar gjør at krymp og svelling er forskjellig i de tre hovedretningene. I treets lengderetning er dimensjonsendringen vesentlig liten sammenlignet med den radielle og tangentielle retningen [28, s. 53]. I tangentiell retning utgjør krympingen ca. 8%, i den radielle retningen ca. 4% og i lengderetningen ca. 0,3% [29, s. 71][30, s. 48], men dette avhenger av type treslag [28, s. 54]. De prosentvise verdiene som er oppgitt her angir den totale krympingen fra fibermetning til absolutt tørrhet.

Krymp, svelling og ulike styrkeegenskaper for trevirke blir først påvirket når treets fuktinnhold ligger lavere enn fibermetningspunktet [28, s. 41], og ved trefuktighet høyere enn fibermetningspunktet er disse egenskapene mer eller mindre konstante. Vannet som samler seg i cellehulrommene gjør imidlertid at trevirket blir langt mer formbart og utsatt for permanent deformasjon, spesielt ved høy temperatur [16, s. 37].

Kryp og temperatur

Trevirkets stivhet og styrke reduseres når fuktinnholdet øker opp til fibermetningspunktet, i tillegg til at kryptdeformasjon fra vedvarende belastning øker frem til dette punktet [16, s. 37]. Spenningsnivå og temperatur er også faktorer som påvirker kryptadferden i trevirke, men mest av alt påvirkes krypt av fuktinnhold og lastvarighet [16, s. 49]. Kryptdeformasjonen øker med økende lastvarighet, men vil gå mot en grenseverdi for spenningsnivå som er relativt lave i forhold til trevirkets fasthet [15, s. 77]. Ved høyere spenningsnivå vil deformasjonen fortsette å øke inntil det oppstår brudd [15, s. 77]. Når det gjelder temperaturens betydning for fasthetsegenskapene, avtar generelt sett stivheten og fastheten i trevirket med stigende temperatur [28, s. 79], men temperaturens innvirkning er av mye mindre betydning enn fuktighet i de fleste tilfeller. I praksis kompenseres denne fasthetsreduksjonen med at økt temperatur som oftest medfører lavere fuktinnhold [28, s. 79].

3.1.3 Trevirkes mekaniske egenskaper

Med trevirkes mekaniske egenskaper menes den motstandskraften trevirket har mot påvirkning av ytre mekaniske krefter [29]. I dette underkapittelet presenteres karakteristiske egenskaper for tre som et konstruktivt materiale.

Styrkesortering og uregelmessigheter

De mekaniske egenskapene i et tre varierer bredt både lokalt i tverrsnittet, og i treets lengdesnitt [16, s. 161]. Under produksjon styrkesorteres trevirket på to forskjellige måter, enten maskinelt eller ved visuell observasjon, men for å finne faktisk fasthet i materialet må det benyttes destruktive metoder [15, s. 67]. For å påvise treets styrke- og stivhetsegenskaper i henhold til materialstandardene måles kun karakteristisk bøyefasthet, middelverdien for elastisitetsmodulen (E-modulen) og karakteristisk densitet. Ut fra dette bestemmes øvrige fastheter i hovedsak med empirisk bestemte formler [15, s. 65]. Det er viktig å merke seg at små feilfrie prøvestykker av tre har helt andre fasthetsegenskaper enn større dimensjoner av konstruksjonsvirke [15, s. 60]. Dette kommer av at treverk innehar naturlige uregelmessigheter, og at sannsynligheten for at disse blir mer fremtredende øker i takt med størrelsen på prøvestykket [28, s. 69]. Eksempler på vanlige uregelmessigheter er blant annet fiberforstyrrelser som fiberhelning og kvist. Fiberhelningen reduserer fastheten merkbart dersom treet har hatt en betydelig vridd vekst [15, s. 43-45]. Kvist er den delen av en grein som befinner seg inni stammens trevirke, og cellene i kvistveden går omtrent på tvers av treets lengderetning. I mange tilfeller gir kvister innvirkning på fastheten [15, s. 41], spesielt i sammenheng med strekkpåkjenning parallelt med fiberne [15, s. 61].

Strekk- og trykkfasthet

NS-EN 338 [31] og NS-EN 14080 [32] oppgir standardiserte fastheter for konstruksjonstrevirke og limtre. I trevirkets fiberretning kjennetegnes strekkfastheten som meget god [28, s. 69], og i NS-EN 338 [31] og NS-EN 14080 [32] oppgis karakteristisk strekkfasthet som 50-80% av karakteristisk bøyefasthet. Strekkfastheten vinkelrett på fiberne er mer beskjeden og ligger i området 20-75 ganger lavere enn hva det gjør parallelt med fiberne for konstruksjonstre [31]. For limtre er ikke differansen like stor, men den er likevel 30-40 ganger lavere på tvers enn hva den er langs med fiberne [32]. Derfor bør trekonstruksjoner generelt utformes på en slik måte at strekkspenninger vinkelrett på fiberne unngås så langt det er mulig [16, s. 162].

Trykkfastheten i fiberretning er generelt noe høyere enn strekkfastheten i fiberretning, både for konstruksjonstre og limtre [31][32]. Trykkbrudd oppstår som følge av knusing av fiberens cellevegger [28, s. 71], og betydningen av fiberforstyrrelser er mindre i trykksammenheng enn hva den er i strekksammenheng [28, s. 71]. Når det gjelder trykkfastheten på tvers av fiberne i trevirke, er

denne vesentlig mindre enn den er på langs med fiberne [33][31][32]. I blant annet Norge har godt innarbeidede løsninger som tilfredsstilte tidligere standarder kommet i konflikt med NS-EN 1995 (europeisk prosjekteringsstandard for trekonstruksjoner, også kalt Eurokode 5, se Kapittel 3.4) fordi i denne defineres karakteristisk trykkfasthet på tvers av fiberretningen etter annet prinsipp og prøvemetode enn det som var brukt tidligere [15, s. 143]. Dette har ført til vanskeligheter rundt påvisning av trykkapasitet, og i Norge har det derfor blitt utarbeidet en godkjent alternativ løsning som under visse forutsetninger tillater høyere trykkpåkjenning normalt på fiberne [15, s. 143]. Metoden er angitt i «Rapport nr. 86» fra Norsk Treteknisk Institutt [34].

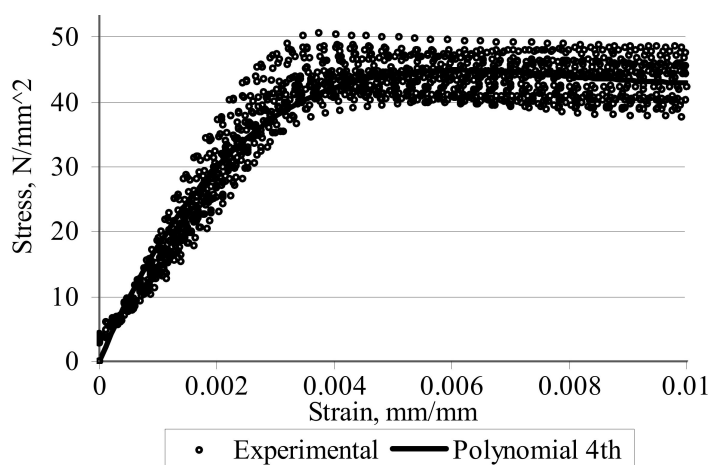
Bøye- og skjærfasthet

For konstruksjonsvirke er den karakteristiske bøye- og skjærfastheten den samme om begge tverrgående akser, men for limtre er det annerledes [15, s. 151]. NS-EN 14080, som er en materialstandard for limtre og limt laminert heltre, definerer kun bøye- og skjærfastheten for bøyning om sterk akse i et tverrsnitt, og sier ingenting om bøye- og skjærfastheten om svak akse. Ifølge Bell [15, s. 151] er det likevel mye som tyder på at bøye- og skjærfastheten for bøyning om svak akse er minst like høy som den er om sterk akse både for kombinert og homogent limtre. Dette går i så tilfelle til sikker side, og gir da en mer konservativ dimensjonering.

I trevirke kan skjærspenninger oppstå parallelt og normalt på fiberretningen. Skjærspenninger normalt på fiberretningen kan medføre både avskjæringsbrudd og rulleskjærbrudd [15, s. 154-157]. NS-EN 338 fastsetter ingen verdi for fastheten med tanke på rulleskjær, men i henhold til Eurokode 5 [14] kan den karakteristiske fastheten for rulleskjær settes til det dobbelte av den karakteristiske strekkfastheten normalt på fiberne.

Spenning-tøyningsforhold

Strekk- og skjærbrudd i tre er sprøe brudd [15, s. 83][35][36], men for trykkbrudd viser treet en plastisk og duktil oppførsel [33][37]. Figur 3.3 viser spenning-tøyningsdiagrammet til trykkbelastet tre i fiberretningen, estimert av De Luca og Sabia [33] fra en serie med 50 trykktester av grantre. Bildet er gjengitt med tillatelse fra WIT Press, «WIT Transactions on Engineering Sciences», volum 57, 2007, side 275. Se Vedlegg A for denne og andre publiseringsavtaler. Som vist i figuren flater spenning-tøyningsdiagrammet ut slik at treet flyter ved knusing. Flere teststudier [36][37][38] bekrefter resultatene til De Luca og Sabia, også for andre treslag. De Luca og Sabia observerte spennings-tøyningsdiagram med tilsvarende form også ved belastning på tvers og 45° på fiberne, selv om både styrken og stivheten til trevirke er vesentlig høyere parallelt med fiberne enn hva den er på tvers av fiberne [33][16, s. 162]. Videre, for rektangulære tverrsnitt av heltre eller limtre er det sjeldent at skjærdeformasjon blir beregnet fordi den vanligvis er liten sammenlignet med bøyedeformasjonen [28, s. 77]. Dersom skjærdeformasjon skal beregnes, benyttes materialets skjærmodul (G -modul) [28, s. 77].



Figur 3.3: Spenning-tøyningsdiagram til trevirke utsatt for trykk [33, s. 275]

Poissontall

Siden tre er et ortotrop materiale er også poissontallene forskjellige i treets ortogonale retninger, og defineres som i Formel 3.1 [39]. Poissontallene er også avhengig av tretype [39][40], samt at de ikke nødvendigvis er konstante for en konstruksjonsdel, men kan avhenge av belastningen [40]. Som en generalisering presenteres vanlige verdier for gran og furu sine poissontall i Tabell 3.1. x -, y - og z -retning refererer her til henholdsvis fiberretning, radial retning og tangential retning. Poissontallene i denne tabellen baserer seg på gjennomsnittene av totalt 88 poissontall fra diverse litteratur [39][40]. Videre angis tallgrunnlaget i parentes, og oppgitte marginer i dette tallgrunnlaget er lik ett standardavvik. Teoretisk sett skal sammenhengen mellom poissontall være som i Formel 3.2 [39].

$$\nu_{xy} = -\frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_x} \quad (3.1)$$

Tabell 3.1: Vanlige verdier for trevirke sine poissontall

	ν_{xy}	ν_{yx}	ν_{xz}	ν_{zx}	ν_{yz}	ν_{zy}
For gran	0,445 (6) $\pm 0,127$	0,047 (6) $\pm 0,039$	0,533 (6) $\pm 0,095$	0,023 (6) $\pm 0,010$	0,584 (6) $\pm 0,110$	0,341 (6) $\pm 0,177$
For furu	0,348 (12) $\pm 0,036$	0,060 (2) $\pm 0,028$	0,375 (12) $\pm 0,056$	0,045 (2) $\pm 0,021$	0,426 (12) $\pm 0,050$	0,347 (12) $\pm 0,041$

$$\frac{\nu_{xy}}{E_x} = \frac{\nu_{yx}}{E_y} \quad \frac{\nu_{yz}}{E_y} = \frac{\nu_{zy}}{E_z} \quad \frac{\nu_{zx}}{E_z} = \frac{\nu_{xz}}{E_x} \quad (3.2)$$

3.2 Limtre

Limtre, også kjent som *glulam*, beskrives i NS-EN 14080 [32] og av Bell [10, s. 5] som en konstruksjonskomponent i trevirke som er sammensatt av minst to parallelle lameller, bord eller planker med tykkelse mellom 6mm og 45mm . I tillegg må fiberretningen være lik til elementets lengderetning [10, s. 5]. NS-EN 14080 definerer også flere underkategorier av limtre som for eksempel *smalt limtre* og *blokklimt limtre*, og disse har egne bestemmelser for mål og oppbygning.

Til rette limtrekomponenter med rektangulært tverrsnitt produseres normalt lameller av gran med tykkelse 45mm , eventuelt lameller av furu med tykkelse 33mm dersom limtrekomponenten skal impregneres [10, s. 16]. Lameller er bord av trevirke som vanligvis fingerskjøtes for å oppnå hensiktsmessige lengder [15, s. 99], og disse limes sammen for å oppnå konstruktivt samvirke. Limet som benyttes avhenger av hvilket klima limtreet skal klassifiseres for [15, s. 109]. Det skilles mellom homogent limtre og kombinert limtre. Homogent limtre er limtre hvor det er benyttet lameller med samme styrkeegenskaper gjennom hele tverrsnittet, mens kombinert limtre utnytter materialet ved å ha sterkest kvalitet på de ytterste lamellene i tverrsnittet [15, s. 101]. Kombinert limtre vil derfor være gunstig å bruke i konstruksjonsdeler som opplever størst spenninger i ytterkant av tverrsnittet, slik som bjelker under bøyning, mens homogent limtre er mer gunstig der spenningene fordeles jevnt i tverrsnittet, som i en strekkstav.

På grunn av *laminerings-effekten* har limtre høyere styrke og mindre spredning i styrkeegenskapene enn konstruksjonstre [10, s. 10]. Denne effekten kan skyldes at områder i limtreet med lavere stivhet kan overføre kreftene til tilstøtende lameller [16, s. 112-113]. Limtre er også mer homogent enn konstruksjonstre siden kvist og andre uregelmessigheter fordeles utover i materialet, istedenfor at kvistene blir gjennomgående som i konstruksjonstre [10, s. 10]. På en annen side kan mangelen på gjennomgående kvist i limtre ifølge Bell [15, s. 105] være en medvirkende årsak til at den karakteristiske skjærfastheten for limtre generelt sett er noe lavere enn den er for konstruksjonstre. Bell forklarer dette med at kvist til en viss grad faktisk kan virke som skjærarmering, og dermed gi

et positivt bidrag til materialets skjærfasthet. I en limtrebjelke overføres påkjenningene fra lamell til lamell gjennom skjærspenninger i limet mellom dem [28, s. 74]. Dersom skjærfastheten til limet ikke er stor nok, vil bjelken miste sitt samvirke mellom lamellene og hver lamell vil dermed fungere som en egen bjelke [28, s. 74].

3.2.1 Home Building Elements

HBE (Home Building Elements) er i praksis limtredragere med innfrest not og fjær som gjør det mulig å enten stable elementene horisontalt oppå hverandre eller montere dem vertikalt inntil hverandre [9]. Det kan i tillegg freses eget spor mellom elementene for kabelføring [9], som vist i Figur 3.4a hvor to elementer er satt sammen. Elementene kan også produseres i ulike kvaliteter med tanke på styrke og estetikk avhengig av kundens behov, og kan benyttes til både ikke-bærende og bærende vegger, tak og etasjeskillere [9]. Hvert element bygges opp av flere $50 \times 100 \text{ mm}$ lameller som limes oppå hverandre og høvles slik at ferdig element blir $90 \times 580 \text{ mm}$, men dimensjoner varierer avhengig av produsent og bruksområde [9]. Figur 3.4b viser utformingen til ett enkelt element.



(a) Tverrsnitt av sammensatte HBE-elementer [41]



(b) HBE-elementets utforming [42]

Figur 3.4: HBE-element

3.3 Mekanikk

3.3.1 Stabilitet

En konstruksjon trenger tilstrekkelig avstivning for å unngå svikt eller for store forskyvinger. Svikt i konstruksjoner har ofte manglende avstivning som en medvirkende årsak [10, s. 211]. Det finnes to typer avstivning, nemlig lokal og global. Både lokal og global avstivning er svært viktig for stabiliteten til en konstruksjon.

Lokal stabilitet

For lokal avstivning vurderes enkeltkomponenter i en konstruksjon, med den hensikt å unngå at slanke komponenter svikter. I denne sammenheng sikres trykkbelagte konstruksjonsdeler som søyler og bjelker fra henholdsvis knekking og vipping [15, s. 457-471]. Det henvises til siste del av Kapittel 3.4.3 for hvordan lokal stabilitet kontrolleres for komponenter i tre.

Global stabilitet

Global avstivning går på at hele konstruksjonen må ta opp de horisontale kreftene som oppstår og lede disse til fundamentet [15, s. 457]. De horisontale kreftene kommer vanligvis fra vind, men kan også oppstå fra jordskjelv, støtkrefter fra kjøretøy, kranbaner eller jordtrykk. Geometriske

formavvik i konstruksjonen vil også kunne skape horisontale krefter fra tyngdelaster [10, s. 207]. Konstruksjonen må ha tilstrekkelig motstand mot alle forskyvninger, også rotasjoner [15, s. 461]. I en konstruksjon er det altså nødvendig med avstivning både horisontalt og vertikalt, for eksempel av vegger og tak. Global avstivning oppnås ved å stive av rektangulære felt i ulike plan. Global avstivning gjøres normalt på tre ulike måter, nemlig ved skråavstivning, skivevirkning og rammevirkning [15, s. 457-465], som forklart nærmere i neste avsnitt.

Ved bruk av diagonal avstivning (skråavstivning) skapes stabile trekanten ved hjelp av diagonale stag, og for å ta krefter fra begge retninger trengs enten ett stag som tar både strekk og trykk, eller to stag i kryss som kun tar strekk [15, s. 456-457]. Avstivning kan også oppnås ved bruk av en stiv veggskive (skivevirkning) som tar opp krefter og momenter i sitt eget plan. Den siste måten er å hindre rotasjon i opplegg eller forbindelser, slik at bøyestivheten til søyler og tilstøtende elementer aktiveres [15, s. 457-459]. For en ramme av tre vil det derimot ofte være vanskelig å hindre rotasjon i forbindelsene [15, s. 457-459]. Stabiliteten kan sikres ved å kombinere disse ulike prinsippene for avstivning, men diagonal avstivning er det vanligste for konstruksjoner av tre [10, s. 208]. Diagonalene kan plasseres på ulike måter, men erfaringer viser at det er mest hensiktsmessig med tanke på økonomi dersom de plasseres med en vinkel mellom 45 og 60 grader [10, s. 220]. Dette betyr at for felt med lave bredde/høyde-forhold kan det være lurt å plassere to diagonaler, en i den nedre og en i den øvre halvdel av feltet. Dersom diagonaler av tre benyttes kreves det at monteringen gjøres med spesielt høy presisjon sammenlignet med løsninger av stål, da stålstag gjerne er utstyrt med strekkfisk eller andre muligheter for etterjusteringer [10, s. 220].

I større trekonstruksjoner er det vanlig å avstive takplanet med hjelp av horisontale fagverk eller stive skiver, enten av trebaserte paneler eller korrugerte tynnplater av stål [10, s. 223]. Løsninger for veggavstivning blir ofte prosjektert med hensyn til om det skal være åpninger i veggen og hvordan disse skal være [15, s. 459]. Eksempelvis gir bruk av ramme gode muligheter for åpninger, mens en stiv veggskive har svært begrensede muligheter [10, s. 220-221]. Videre, for å sikre den globale stabiliteten til en konstruksjon trengs det minst tre slike veggavstivere. Disse veggavstiverne må plasseres slik at de eller deres forlengelser ikke skjærer i samme punkt, og slik at ikke alle tre er parallelle [10, s. 211]. Når det kommer til materialer kan diagonale staver og rammer være komponenter av enten stål eller tre. Løsninger med stiv veggskive kan enten være av betongpanel, tynnplateprofiler av stål eller panel av tre. Skivene av tre kan for eksempel være av massivtre (CLT), kryssfiner, OSB- og LVL-plate eller krysslågte bord med god innfesting [10, s. 218-221]. Kapasiteten til en avstivende vegg skal i henhold til Eurokode 5 bestemmes enten ved prøving etter NS-EN 594 eller ved beregninger der det brukes hensiktsmessige analysemetoder eller beregningsmodeller [14].

3.3.2 Matematiske sammenhenger

Den matematiske sammenhengen mellom nedbøyning $w(x)$ og bøyemoment $M(x)$ kan beskrives med Formel 3.3 [43].

$$\frac{d^2w}{dx^2} = \frac{M(x)}{EI(x)} \quad (3.3)$$

Videre kan vinkelen $\theta(x)$ og nedbøyningen $w(x)$ bestemmes med henholdsvis Formel 3.4 og Formel 3.5, hvor C og D er integrasjonskonstanter [43].

$$\theta(x) = \int \frac{M(x)}{EI(x)} dx + C \quad (3.4)$$

$$w(x) = \iint \frac{M(x)}{EI(x)} dx dx + C \cdot x + D \quad (3.5)$$

3.4 Dimensjonering i henhold til Eurokode 5

Eurokode 5 (NS-EN 1995) [14] er gjeldende standard for prosjektering av trekonstruksjoner i Norge. NS-EN 1995 består av til sammen tre deler, hvorav den første omhandler allmenne regler og regler for bygninger, den andre omhandler brannteknisk dimensjonering og den tredje omhandler bruer. Hver av de tre delene tilhørende NS-EN 1995-serien har også et eget nasjonalt tillegg som angir egne bestemmelser spesifikt for Norge.

3.4.1 Grensetilstander

Det er viktig å ha et forhold til grensetilstandene som er en fundamental del av dimensjoneringen. En grensetilstand definerer en tilstand som ikke kan overskrides dersom konstruksjonen skal tilfredsstillende visse ytelseskrav [10, s. 30]. Standarden NS-EN 1990, som er selve grunnlaget for prosjektering av konstruksjoner [13], skiller mellom bruddgrense- og bruksgrensetilstander. Verifikasjon av lastbærende kapasitet utføres i bruddgrensetilstanden, mens verifikasjon av konstruksjonens funksjon utføres i bruksgrensetilstanden [10, s. 29]. Den enkelte dimensjonerende lastsituasjon bestemmes med dette til å være enten et bruddgrense- eller et bruksgrenseproblem. Eksempler på slike problemer kan henholdsvis være en ulykkesituasjon som innebærer eksplosjon, eller funksjonskrav som nedbøyning i et bjelkelag.

Bruddgrensetilstanden

Bruddgrensetilstander er grensetilstander som har betydning for menneskers sikkerhet og/eller konstruksjonens sikkerhet [13]. Bruddgrensetilstanden deles inn i fire forskjellige kategorier som legger ulike faktorer til grunn for dimensjoneringen. Disse kategoriene er tatt direkte ut fra NS-EN 1990 [13] og defineres som følgende:

- EQU: Tap av statisk likevekt for en konstruksjon eller enhver del av den, betraktet som stivt legeme
- STR: Brudd eller for store deformasjoner i konstruksjonen eller konstruksjonsdelene der byggematerialenes fasthet er av betydning
- GEO: Brudd eller for store deformasjoner i grunnen, der fastheten i jord eller berg er av betydning for å sikre kapasiteten
- FAT: Utmattingsbrudd i konstruksjonen eller konstruksjonsdelene

For EQU oppgis det i standarden at den dimensjonerende verdien for virkningen av destabiliserende laster skal være mindre enn eller lik den dimensjonerende verdien for stabiliserende laster for å påvise statisk likevekt. For å påvise kapasitet for STR og GEO skal den dimensjonerende verdien for en lastvirkning være mindre enn eller lik dimensjonerende verdi for den tilsvarende kapasiteten [13]. NS-EN 1990 tar ikke for seg FAT spesifikt, men henviser til øvrige Eurokoder for kombinasjoner av laster for utmattingsberegninger.

Bruksgrensetilstanden

Bruksgrensetilstander er grensetilstander som har betydning for konstruksjonens eller konstruksjonsdelens funksjonsdyktighet ved normal bruk, menneskers komfort og konstruksjonens utseende i form av forskyvninger og omfattende oppsprekking [13]. I henhold til NS-EN 1990 skal det påvises at den dimensjonerende verdien fra lastvirkningene skal være mindre enn eller lik den dimensjonerende grenseverdien for det aktuelle *brukbarhetskriteriet* gitt i NA.A1.4.2. Med brukbarhetskriteriet menes kravet som er satt til deformasjoner og svingninger i det enkelte prosjekt ut fra en bestemt lastsituasjon. Det skilles mellom følgende tre lastsituasjoner i bruksgrensetilstanden:

- Karakteristisk
- Ofte forekommende
- Tilnærmet permanent

De tre lastsituasjonene oppgis med hver sin lastkombinasjon i NS-EN 1990 kapittel 6.5.3, og kan benyttes i ulike tilfeller avhengig av hva som skal beregnes. Den karakteristiske kombinasjonen gir en høy verdi for den dominerende variable lasten og kan normalt benyttes for å bestemme korttidsforskyvninger [15, s. 137] og påvirkninger som gir varige skader ved overskridelse av krav [13]. Ofte forekommende kombinasjon gir lavere laster enn den karakteristiske, og benyttes for å undersøke reversible grensetilstander [13]. Det vil si effekter som opptrer med en viss frekvens, men som reduseres når lasten avtar [15, s. 139]. For å undersøke langtidseffekter benyttes tilnærmet permanent kombinasjon [15, s. 139].

Stivhetskriterier kan uttrykkes i form av grenser for vertikale nedbøyninger og for vibrasjoner, mens utbøyningskriterier kan uttrykkes i form av grenser for horisontale forskyvninger [13]. Dersom flere elementer i et avstivningssystem utsettes for deformasjoner kan det føre til instabilitet i hele konstruksjonen [10, s. 96]. Av den grunn er det viktig at ikke kun enkeltelementer undersøkes separat, men at hele systemet inkludert forbindelser tas med i deformasjonsberegningene [10, s. 96]. Et tilfelle av deformasjoner som gjelder spesielt for trekonstruksjoner, er sammentrykningen av komponenter som følge av trykkspenninger på tvers av fiberretningen [10, s. 98]. I et fleretasjers bygg hvor bæresystemet er av tre kan betydeligere krefter oppstå i lavereliggende etasjer, noe som kan føre til relativt store sammentrykninger av vitale komponenter [10, s. 98]. Selv om dette er omtalt som et bruddgrenseproblem i NS-EN 1995, kan det diskuteres om det heller er et bruksgrenseproblem [15, s. 143][10, s. 98].

3.4.2 Partialfaktormetoden

Karakteristisk kapasitet R_k er en *fraktilverdi* av virkelig kapasitet som NS-EN 1990 [13] forutsetter at har 5% sannsynlighet for å kunne underskrides [15, s.23]. På samme måte er dimensjonerende påkjenning i henhold til NS-EN 1990 forutsatt å ha 5% sannsynlighet for å kunne overskrides av den faktiske påkjenningen [15, s.23]. For å ta hensyn til disse usikkerhetene innføres *partialfaktormetoden*, som benytter seg av partialfaktorer (sikkerhetsfaktorer) [10, s. 32]. Lastfaktorer γ_F som representerer usikkerhet i laster finnes i NS-EN 1990 [13], mens materialfaktorer γ_M som representerer usikkerhet i materialer oppgis i de materialspesifikke dimensjoneringsstandardene [15, s.23]. Videre benyttes partialfaktorene til å bestemme dimensjonerende kapasitet R_d , og dimensjonerende påkjenning E_d . Dette er gjort med henholdsvis Formel 3.6 og Formel 3.7 [15, s.23]. Om en konstruksjon eller konstruksjonsdel har tilstrekkelig kapasitet verifiseres deretter basert på prinsippet om at dimensjonerende kapasitet skal være større eller lik dimensjonerende påkjenning som vist i Formel 3.8.

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (3.6)$$

$$E_d = \gamma_F \cdot E_k \quad (3.7)$$

$$E_d \leq R_d \quad (3.8)$$

3.4.3 Essensielle faktorer fra Eurokode 5

Eurokode 5 [14] håndterer en rekke effekter som har betydning for konstruktiv beregning ved å innføre diverse faktorer. I dette underkapittelet presenteres en del av disse faktorene, og hvordan Eurokoden bruker dem i ulike sammenhenger. Det fokuseres i dette underkapittelet på beregning av limtrekonstruksjoner.

Innflytelse av lastvarighet og fukt på fasthet og deformasjon

For å ta hensyn til virkningen av lastvarighet og fuktinnhold benytter Eurokode 5 en fasthetsfaktor k_{mod} [14]. Denne faktoren reduserer materialfastheten på bakgrunn av den valgte klima- og lastvarighetsklassen. Klimaklassen bestemmes ut fra hvilken relative luftfuktighet og hvilket fuktighetsinnhold trevirket skal utsettes for i sin levetid, og deles inn i tre ulike klasser. Eksempelvis tilsvarer klasse 1 innendørs oppvarmede elementer, klasse 2 tilsvarer uoppvarmede elementer som er beskyttet for direkte vann og klasse 3 tilsvarer elementer som er i direkte kontakt med vann [14]. Videre må lastvarighetsklassen bestemmes ut fra type last og lastvarighet. For en kombinasjon av laster med forskjellig varighet er det, i henhold til Eurokode 5, den lasten med kortest varighet som skal benyttes til bestemmelse av k_{mod} . Alle dimensjonerende fastheter X_d skal settes som vist i Formel 3.9, hvor X_k er den karakteristiske fastheten og γ_M er partialfaktoren som tar hensyn til usikkerheten for materialet.

$$X_d = k_{mod} \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (3.9)$$

Eurokode 5 innfører også en deformasjonsfaktor k_{def} for beregning av deformasjon i trevirket med hensyn på krypeffekter [10, s. 37]. Denne faktoren avhenger av hvilken klimaklasse som er satt, og benyttes ved beregning av langtidsdeformasjoner.

Størrelseseffekt

Ved å bruke Formel 3.10, kan det i henhold til Eurokode 5 [14] tas hensyn til konstruksjonsdelens størrelse ved bestemmelse av fastheten. For tverrsnitt av limtre med høyder eller bredder mindre enn 600mm kan de karakteristiske verdiene for bøyefastheten og strekkfastheten parallelt med fiberne økes med en høydefaktor k_h , hvor h er konstruksjonsdelens høyde i bøyning eller bredde i strekk.

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{600}{h} \right)^{0,1}, 1 \right\} \quad (3.10)$$

En annen effekt Eurokode 5 tar i betraktning når det gjelder størrelseseffekter, er volumeffekt. Volumeffekten reduserer bæreevnen på tvers av fiberretningen med en faktor k_{vol} [15, s. 85]. Faktoren går ikke direkte på den karakteristiske fastheten, men den inngår eksplisitt i selve kapasitetskravet til limtrekomponenter utsatt for strekk på tvers av fiberretningen. For å ivareta spenningsfordelingen i det påkjente området, kombineres i de fleste tilfeller faktoren k_{vol} med en annen faktor k_{dis} [15, s. 85], og det er produktet av disse to faktorene sammen som tar høyde for volumeffekten. Faktoren k_{dis} bestemmes ut fra komponentens geometri.

Innflytelsen av sprekker

Trevirke med jevnt fuktinnhold over hele tverrsnittet som blir utsatt for temperaturøkning kan risikere å oppleve sprekkdannelser i overflaten på grunn av raskere uttørking i overflaten enn i kjernen av tverrsnittet [15, s. 81]. Svinnebevegelsen i overflaten hindres av lite eller ingen svinnebevegelse lenger inn i tverrsnittet, og det oppstår egenpenninger i materialet. Når disse spenningene overskrider trevirkets strekkfasthet på tvers av fiberne, kan sprekker dannes. Motsatt kan sprekkdannelse også oppstå dersom treet opplever rask nedfuktning, men da skjer sprekkdannelsen gjerne lenger inn i tverrsnittet [15, s. 81]. Sprekker vil kunne redusere tverrsnittets skjærkapasitet, og med dette foreslår Eurokode 5 at effektivt tverrsnitt skal reduseres med en faktor k_{cr} når maksimal skjærspenning beregnes. I henhold til Endringsblad A1 for Nasjonalt tillegg i NS-EN 1995, settes k_{cr} lik 0,80 for limtre [15, s. 81].

Lastkonfigurasjon, mulighet for oppsplitting og trykkdeformasjon

Lastkonfigurasjonen, muligheten for splitting og graden av sammentrykking blir i Eurokode 5 [14] tatt hensyn til ved å benytte en faktor $k_{c,90}$. Faktoren multipliseres med trevirkets dimensjonerende trykkkapasitet normalt på fiberretningen. Dersom visse avstandskriterier innfris, vil faktoren eventuelt øke kapasiteten.

Omfordeling av spenninger og virkningen av inhomogeniteter

Ved kombinerings av spenninger i ulike retninger benyttes en faktor k_m [14]. Denne faktoren skal justere spenningene både med tanke på omfordeling av spenninger, og ikke minst med tanke på virkningen av uregelmessigheter i tverrsnittet [15, s. 151]. Faktoren gjør at opptredende bøyespenning kan reduseres med 30% i den ene retningen dersom tverrsnittet er rektangulært. Bell [15, s. 151] begrunner denne reduksjonen med at den maksimale spenningen som forekommer i et konsentrert punkt avtar svært hurtig en kort avstand fra dette punktet. Sannsynligheten for materialdefekt akkurat i dette punktet er ifølge Bell også relativt liten, og en eventuell defekt i punktet vil uansett ha små konsekvenser for tverrsnittets motstandsmoment siden spenningene i betydelig grad vil kunne omlagres til resterende tverrsnitt.

Instabilitetsfaktor for knekking og vipping

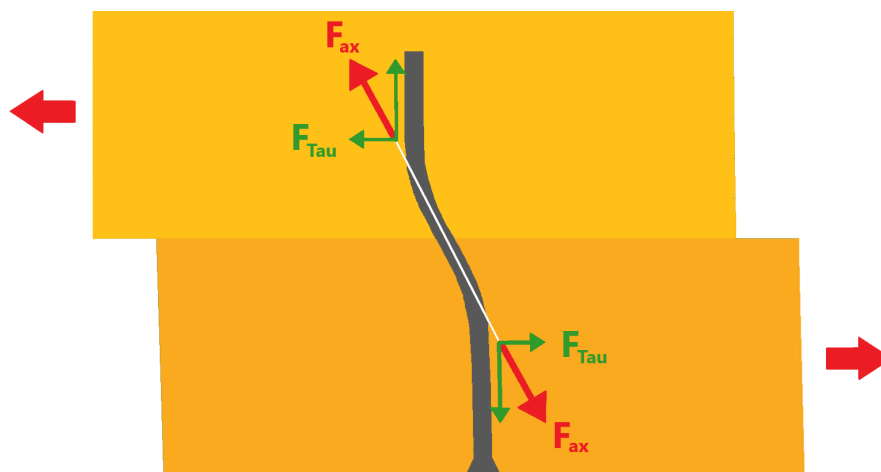
For å håndtere instabilitetsproblematikk er slankhet, knekk lengde og effektiv lengde sentrale begreper i Eurokode 5 [15, s. 193]. Ved bruk av egne faktorer kompenserer Eurokoden for høyere ordens effekter som en lineær beregningsmodell ikke fanger opp.

Faren for knekking tas hensyn til ved at Eurokoden [14] innfører en instabilitetsfaktor $k_{c,y}$ for knekking om y-aksen, og $k_{c,z}$ for knekking om z-aksen. Disse bestemmes videre ut fra relativt omfattende formelverk [15, s. 177] basert på retthetstoleranser, slankhetsforhold, E-modul og karakteristisk trykkfasthet parallelt med fiberretningen. Instabilitetsfaktoren reduserer den dimensjonerende kapasiteten for trykkspenning parallelt med fiberne ved å ta høyde for eventuelle tilleggsmomenter på grunn av utbøyninger [15, s. 179]. Disse momentene kan for eksempel komme av formavvik, eksentrisiteter eller tverrlast, og effekter som i realiteten har med bøyespenningene å gjøre er med dette lagt på trykkspenningen fra aksialkraften ved at trykkfastheten reduseres [15, s. 179].

Reduksjonsfaktoren k_{crit} skal ta hensyn til den reduserte bøyefastheten som følge av sideveis utbøyning (vipping) [14], og dette gjøres ved at den multipliseres med den dimensjonerende bøyefastheten. Vipping er en instabilitet som oppstår når trykksonen i en bjelke, påkjent av moment om sin sterke akse, oppnår en kritisk verdi og vipper ut til siden, samtidig som tverrsnittet roterer om bjelkeaksen [15, s. 467]. Dersom en bjelkes trykkside er fastholdt mot sideveis bevegelse i hele sin lengde, og torsjonsrotasjon ved oppleggene hindres, kan k_{crit} settes lik 1,0 [14].

3.4.4 Taueffekten

Eurokode 5 [14] har et eget kapittel som omhandler mekaniske forbindelser. I dette kapittelet legger Eurokoden blant annet til rette for en tilleggs kapasitet i forbindelser som følge av *taueffekten*. Når en stavforbinder bøyes og det dannes en vinkel mellom stavens opprinnelige posisjon og dens deformerte form ved brudd, bidrar én komponent fra forbinderens aksialkraft med å overføre skjærkraft mellom trestykkene [15, s. 295]. Taueffekten avhenger med dette av forbinderens aksiale uttrekkskapasitet F_{ax} . Effekten er illustrert i Figur 3.5. Her vises en forbindelse bestående av to trekomponenter forbundet med en skrue, der taueffekten er modellert som den horisontale komponenten F_{Tau} av uttrekkskapasiteten F_{ax} . Kraftpilene i modellen viser til kreftene som virker fra treet på skruen. Videre setter Eurokode 5 [14] en begrensning for hvor mye ekstra kapasitet som kan medregnes som følge av taueffekten. Eurokoden sier at taueffekten kan regnes å være $\frac{F_{ax}}{4}$ for bruddformene der det er aktuelt, men at den skal begrenses til å være en viss prosentandel av *Johansen-delen* [15, s. 295]. Med Johansen-delen menes skjærkapasiteten ekskludert taueffekten, i henhold til Eurokode 5 [14]. Denne prosentandelen oppgis i Eurokode 5 [14] og avhenger av hvilken type forbinder som benyttes. For skruer, bolter og dybler er verdiene oppgitt å være henholdsvis 100%, 25% og 0% av Johansen-delen.



Figur 3.5: Tau-effekten

3.5 Forbindelser

En forbindelse er det som binder ulike enkeltkomponenter sammen i en konstruksjon [15, s. 245]. I trekonstruksjoner er det ofte forbindelsene som er det svake punktet [10, s. 243]. Hver forbindelse kan utformes på flere ulike måter [10, s. 244], men i mange limtrekonstruksjoner er kreftene ofte så store at økonomiske standardløsninger ikke er tilstrekkelige, og da må det designes spesielle løsninger for forbindelsene [10, s. 244].

Tradisjonelt sett har forbindelsene i eldre trekonstruksjoner bestått av kun trevirke, men ettersom bygningene er blitt større trengs det forbindelser som både er sterkere og raskere å montere [15, s. 245-255]. På grunn av dette er det i dag mer vanlig å benytte metallprodukter og lim [15, s. 245-255], og i limtrekonstruksjoner benyttes vanligvis stålplater sammen med spiker, dybler, bolter eller skruer som forbindere [10, s. 244].

Ved dimensjonering av forbindelser kreves det spesielt fokus på trevirkets ortotrope og hygroskopiske egenskaper [10, s. 243-247]. Som nevnt sveller og krymper tre når den relative fuktigheten varierer, og endringen er størst på tvers på fiberne. Vanligvis vil det være metalldele i forbindelsene sammen med trevirket som ikke reagerer med luftfuktigheten på samme måte, og denne forskjellen i materialeegenskaper må tas hensyn til under prosjektering. Som nevnt har trevirket lavest fasthet normalt på fiberne, og det bør derfor unngås forbindelser der trevirkets mulighet til å bevege seg i denne retningen begrenses [10, s. 243-247].

Ved håndberegninger antas det ofte momentfrie ledd, da dette gir minst regnearbeid. Som regel fører dette til en viss grad av overdimensjonering. Ved hjelp av beregningsprogrammer finnes det derimot langt flere muligheter. En fullstendig momentstiv forbindelse i trekonstruksjoner er så å si umulig å lage i praksis, og derfor foreslår Serrano [10, s.245-246] å modellere med en rotasjonsstivhet mellom 50 til 85%.

3.5.1 Forbindelsestyper

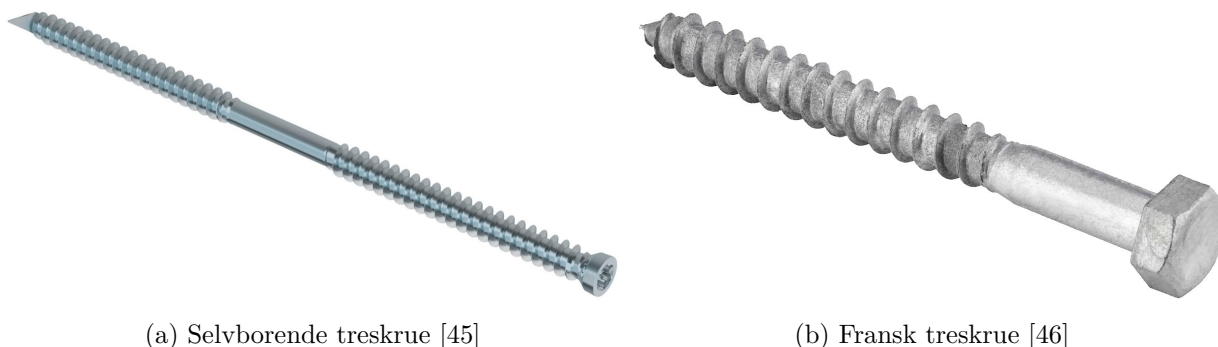
Her presenteres forskjellige typer forbindere som kan brukes i trekonstruksjoner.

Stavforbindere

Den vanligste forbindelsestypen brukt i trekonstruksjoner benytter seg av stavforbindere, som er en fellesbetegnelse på blant annet spiker, bolter, skruer og dybler [15, s. 247]. Her overføres kreftene gjennom tverrbelastede staver av metall, vanligvis stål. Kreftene føres via normaltrykket mellom staven og trevirket, og føres langs et snitt mellom to trestykker [15, s. 247]. Normaltrykket i en slik forbindelse vil avhenge av både materialeegenskapene til treet og stålet, tykkelsen på treet og diameteren til staven. Det skilles mellom enkeltsnittet, dobbeltsnittet og flersnittet forbindelse ut

fra hvor mange kraftoverførende elementer staven går gjennom. I formlene for kapasiteten til en forbindelse beregnes kapasiteten alltid per snitt [15, s. 245-249]. Dersom en stavforbinder er utsatt for aksialbelastning kan brudd oppstå ved at forbinderen trekkes enten ut av eller gjennom tredelen, eller ved at det oppstår brudd i selve staven [44, s. 14].

Selvborende treskruer, illustrert i Figur 3.6a, er en type stavforbinder som kan fås i lengder på opptil én meter og med diameter opptil 14mm [15, s. 257]. Kjernediameteren til denne typen skruer er ca. 70% av den ytre gjengediameteren [15, s. 257]. En annen typisk treskrue, ofte kalt *fransk treskrue*, som benyttes til innfestning er vist i Figur 3.6b. Denne skruen har normalt en glatt stamme med diameter lik den ytre gjengediameteren [15, s. 359]. Som en pekepinn på størrelsen til franske treskruer kan *Industrisalg*, som er en leverandør av festemateriell, levere disse skruene med diameter opptil 20mm og lengde opptil 300mm. Figur 3.6a er gjengitt med muntlig tillatelse fra telefonsamtaler den 25.05.2022, mens tillatelse for Figur 3.6b finnes i Vedlegg A.



Figur 3.6: Skrueforbindelser

Stavdybler, også kalt dybler, i kombinasjon med innslissede stålplater er i dag den viktigste måten å forbinde komponenter i store norske limtrekonstruksjoner [15, s.353]. Dybler har en virkemåte som er svært lik bolter, men i motsetning til bolter kan de ikke ta opp aksialkrefter [15, s.351]. Ved bruk av dybler i trevirke skal det forbores med diameter lik dybeldiameter. Ifølge Bell [15, s.351] bør dybeldiameteren ligge mellom 6mm og 30mm, men mest brukte diameter er 10mm og 12mm. Bell understreker også at stavdybler ikke må benyttes i enkeltsnittede forbindelser da slike forbindelser lett kan gli fra hverandre.

Tømmerforbindere

I kategorien tømmerforbindere finnes det flere ulike typer forbindelsesmidler, og disse fungerer ved at de øker skjærkapasiteten til stavforbindere [15, s. 248-251]. Tømmerforbindere brukes normalt i kombinasjon med bolter, men også med treskruer, og deles inn i to hovedgrupper: spordybler og innpressingsdybler [15, s. 249].

Spordybler plasseres i utfreste spor i treverket og deles inn i undergruppene ringforbindere, plateforbindere og andre forbindere etter NS-EN 912 [47] og NS-EN 14545 [48]. Ringforbindere er formet som en ring og er vist i Figur 3.7a. Disse brukes i tre mot tre-forbindelser der de plasseres halvveis inn i begge trestykkene [15, s. 248-249]. Plateforbindere brukes i tre mot stål- eller tre mot betong-forbindelser [15, s. 249-250]. En plateforbinder består av en sirkulær plate med en flens festet langs kanten på den ene siden som illustrert i Figur 3.7b [49, s. 104].

Den andre hovedgruppen innenfor tømmerforbindelser er innpressingsdybler, også kalt tannede forbindere [15, s. 250-251]. Disse presses normalt inn i treverket istedenfor at det freses ut spor til dem [15, s. 251]. De består hovedsakelig av metallplater med trekantede spisser eller pigger fordelt rundt platen, vist i Figur 3.7c. Forbinderene kan ha tenner begge veier om det er tre mot tre-forbindelse, eller kun én vei dersom det er tre mot betong eller stål [15, s. 250-251].



Figur 3.7: Diverse tømmerforbindelser [50]

Limte forbindelser

Lim benyttes for å holde sammen konstruksjonskomponenter blant annet ved produksjon av limtre og i forbindelser [15, s. 254-255]. Når bord og plank skal limes sammen benyttes gjerne fingerskjøter, der prinsippet er å få mest mulig limt areal mellom de to komponentene. Lim kan også benyttes i overgangen mellom komponenter, som kan resultere i forbindelser med høy styrke og stivhet. Enda et bruksområde for lim er at bolter eller armeringsjern limes inn i treverket. Innliming av stål kan blant annet brukes som forsterkning av svake områder i en konstruksjon, eller for å gjøre en forbindelse tilnærmet momentstiv. Videre er limte forbindelser vanligvis skjult og vil være vanskelige å kontrollere etter montering, derfor settes det strenge krav til utførelsen av dem [15, s. 257]. Limte forbindelser er ofte relativt enkle, noe som resulterer i lave kostnader. Det kan i tillegg oppstå plutselige sprøbrudd i limte forbindelser dersom dimensjonering eller utførelse er gjort feil. Et annet problem ved bruk av limte forbindelser er at det finnes få aksepterte dimensjoneringsmetoder [15, s. 257] og Eurokode 5 [14] nevner lite om slike forbindelser.

Beslag og spikerplater

Beslag er en type forbindelse som kommer i mange former, og varierer mellom leverandører. Vanlige eksempler på beslag som brukes er søylesko, vinkelbeslag og gerberbeslag [15, s. 259]. Standardiserte beslag har ofte oppgitt kapasiteten på anleggstrykk og skjærkapasitet. Videre består forbindelser med spikerplater enten av en stålplate med hull der spiker skal slås gjennom, eller en stålplate med tenner jevnt over som skal slås inn i treverket. Sistnevnte brukes vanligvis på takstoler og fagverk av konstruksjonsvirke i klimaklasse 1 og 2, eller for å forbinde komponenter med tykkelse fra 35 til 70mm [15, s. 250-255].

3.6 Finite Element Method

Finite Element Method (FEM) er en metode som kan brukes for å analysere fysiske problemer, slik som strukturelle beregninger, varmetransport, fluiddynamikk [51, s. 1] og vibrasjoner [52, s. 3]. Ved bruk av FEM tilnærmes virkeligheten ved å dele et legeme inn i en rekke elementer, der hvert element har en enkel form [51, s. 1]. Elementene kobles deretter sammen ved hjelp av felles noder, linjer og/eller overflater i elementenes hjørner og endepunkter [51, s. 2,9], samt at grenseverdier og annen inndata defineres [52, s. 3-4]. Etter dette formuleres ligninger for hvert element, før de kombineres med ligningene til de andre elementene i elementsystemet [51, s. 2]. Slik er det mulig å oppnå en tilnærmet løsning selv for komplekse problemer, ettersom hvert element har en form som kan regnes på [52, s. 3-4][51, s. 1]. I praksis brukes dataverktøy for å gjennomføre FEM-beregninger, på grunn av den store mengden kalkulasjoner som kreves [51, s. 2]. Av de mange bruksområdene til FEM handler dette kapitlet kun om FEM for strukturell analyse.

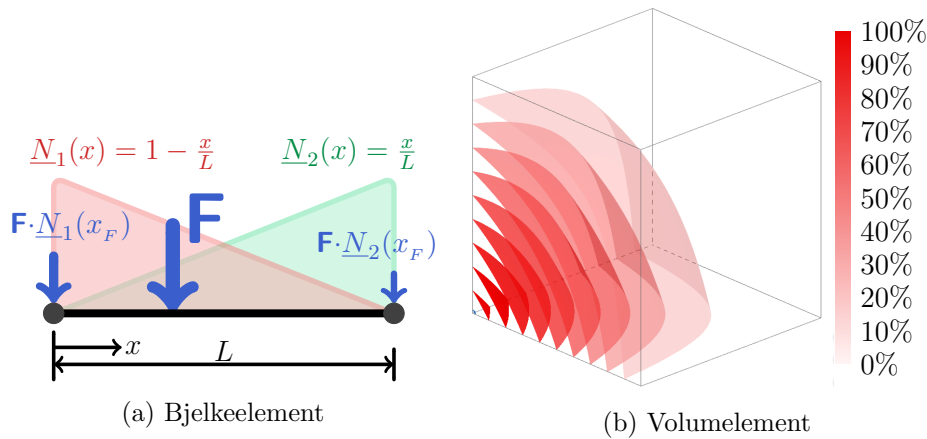
3.6.1 Generell oppbygning av FEM-beregninger

I dette underkapitlet gis en grunnleggende oversikt over hvordan beregninger gjennomføres ved bruk av FEM. Det finnes flere fremgangsmåter for beregning [51, s. 7-9], og her presenteres det derfor generelt. Her noteres matriser med en strek under, slik som \underline{K} , mens vektorer noteres med en pil over slik som \vec{e} .

Først defineres \underline{F} og \underline{F}_s for hvert element basert på nodeantall, antall nodale frihetsgrader og geometri [51, s. 447-448]. Deretter bestemmes \underline{N} fra Formel 3.11.

$$\underline{N} = \underline{F} \cdot \underline{F}_s^{-1} \quad (3.11)$$

\underline{N} inneholder formfunksjonene til et element [51, s. 447-448], og formfunksjoner gir sammenhengen mellom verdier i nodene og verdier i resten av elementet [51, s. 10-12]. Et eksempel der formfunksjonene brukes er for å fordele laster inn i nodene, siden all last må påføres som belastning i nodene [51, s. 352, 359]. Hvordan en last på et bjelkeelement fordeles på nodene er illustrert i Figur 3.8a [51, s. 79]. Figur 3.8b illustrerer størrelsen til en formfunksjon for et kubisk volumelement forskjellig steder i elementet [51, s. 548].



Figur 3.8: Formfunksjoner for elementer

Basert på \underline{N} kan \underline{B} bestemmes ved å bruke Formel 3.12 [51, s. 490], der \underline{L} er en derivasjonsmatrise [51, s. 498]. \underline{B} gir forholdet mellom tøyninger og nodeforskyvninger [51, s. 490]. Videre bestemmes elementstivhetsmatrisen $\underline{K}^{element}$ med Formel 3.13 [51, s. 352], der \underline{D} er en materialavhengig matrise med E-modul og poissons tall [51, s. 342, 872]. $\underline{K}^{element}$ gir forholdet mellom krefter og forskyvninger i nodene for alle noder i ett element [51, s. 14]. I Formel 3.13 er det elementets volum som utgjør integrasjonsgrensene [51, s. 458].

$$\underline{B} = \underline{L} \cdot \underline{N} \quad (3.12)$$

$$\underline{K}^{element} = \iiint_V \underline{B}^T \cdot \underline{D} \cdot \underline{B} dV \quad (3.13)$$

Hvert element har sitt eget lokale koordinatsystem [52, s. 44], men når $\underline{K}^{element}$ er funnet for hvert element transformeres elementstivhetsmatrisene fra lokalt til globalt koordinatsystem [51, s. 76]. Deretter settes de sammen til en global stivhetsmatrise \underline{K}^{full} ved å summere nodekomponentene til elementstivhetsmatrisene [52, s. 50]. Etter dette defineres opplagerbetingelser og påførte forskyvninger ved å endre på noen av matrisekomponentene i Formel 3.14, der \vec{q}^{full} er global lastvektor [51, s. 40-47]. Deretter brukes formelen til å bestemme nodeforskyvningene \vec{e}^{full} [51, s. 6].

$$\vec{e}^{full} = \underline{K}^{full^{-1}} \cdot \vec{q}^{full} \quad (3.14)$$

Når nodeforskyvninger er funnet, estimeres forskyvningsfunksjoner $\vec{u}^{element}$ mellom nodene basert på formfunksjonene for hvert element, som i Formel 3.15 [52, s. 89]. Spenninger bestemmes deretter basert på forskyvningene og materialegenskapene [51, s. 15].

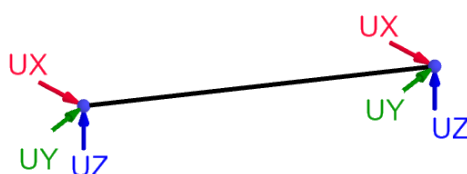
$$\vec{u}^{element} = \underline{N} \cdot \vec{e}^{element} \quad (3.15)$$

3.6.2 Forskjellige elementtyper

Det finnes en mengde forskjellige elementer som kan brukes i FEM-analyser [52, s. 43]. Her presenteres noen av de vanligste, sammen med deres nodale frihetsgrader. Nodale frihetsgrader angir i hvilke retninger elementene kan forskyve seg og rotere [51, s. 14]. I dette underkapittelet noteres translasjon som UX , UY og UZ mens rotasjon noteres som $\emptyset X$, $\emptyset Y$ og $\emptyset Z$ henholdsvis sett gjennom et koordinatsystem med x , y og z -akse.

Linjeelement

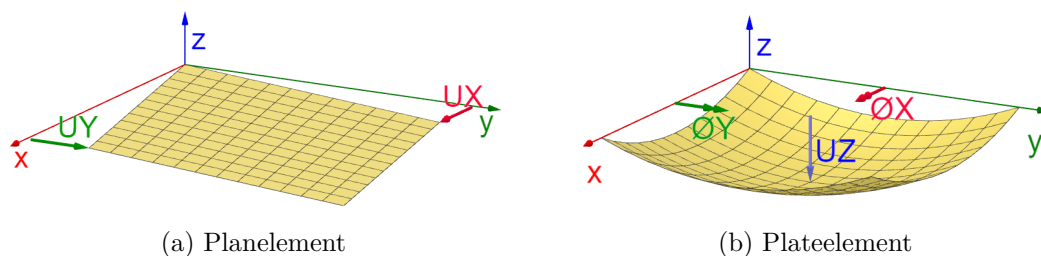
Linjeelementer er elementer som strekker seg ut i kun én dimensjon. Her presenteres to linjeelementer, nemlig stavelementer og bjelkeelementer. Stavelementer har frihetsgradene UX , UY og UZ som vist i Figur 3.9 [52, s. 108], og kan derfor kun ta aksiallast [51, s. 75]. Stavelementer kan altså ikke ha krefter plassert mellom nodene, slik som i Figur 3.8a, da dette forutsetter skjærkraft i elementene [51, s. 75]. Bjelkeelementer har alle seks frihetsgrader [52, s. 108], og kan derfor ta både aksialkraft, skjær, bøyning og torsjon. Kun fire av frihetsgradene er uavhengige for bjelkeelementer, siden $\emptyset Y$ og $\emptyset Z$ kan bestemmes basert på henholdsvis UZ og UY i en bjelke [52, s. 88], noe som reduserer beregningstid.



Figur 3.9: Stavelement

Flatelement

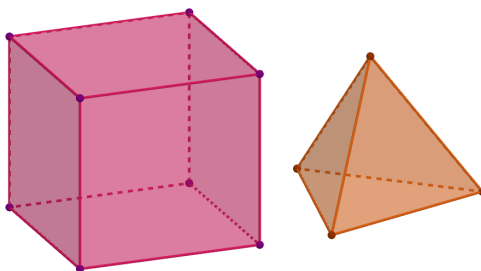
Flatelementer strekker seg ut i to dimensjoner, og de vanligste formene for flatelementer er firkanter og trekkanter [53, s. 15]. Her presenteres tre forskjellige typer flatelementer. Plan spenning-/tøyning-elementer, vist i Figur 3.10a, er to veldig like elementtyper med frihetsgrader kun i elementets plan, altså UX og UY [51, s. 338-341][52, s. 168]. Disse egner seg derfor når krefter kun virker i elementets plan. Plateelementer, illustrert i Figur 3.10b, har frihetsgrader UZ , $\emptyset X$ og $\emptyset Y$, hvorav kun UZ er uavhengig, og egner seg når krefter kun virker normalt på elementet [53, s. 169-176]. Den tredje typen flatelementer er skallelementer, som har alle frihetsgrader, hvorav UX , UY og UZ er uavhengige [53, s. 201-204]. Skallelementer er derfor mer fleksible enn plan spenning/tøyning-elementer og plateelementer.



Figur 3.10: Flatelementer

Volumelement

Volumelementer strekker seg ut i alle tre dimensjoner, og har frihetsgradene UX , UY og UZ [52, s. 199-201]. De vanligste formene for volumelementer er heksahedron og tetraeder, vist i Figur 3.11 [52, s. 43].



Figur 3.11: Volumelement: Heksahedron og tetraeder

3.6.3 Hensyn å ta ved modellering i FEM

I dette underkapittelet presenteres forskjellige valg som må tas og utfordringer som må tenkes på som påvirker oppførselen til en FEM-modell. Gyldigheten av FEM-beregninger avhenger av at FEM-modellen er bygd opp på en måte som gjenspeiler virkeligheten. Siden dette ikke uten videre oppnås uten god kjennskap til både konstruksjonens oppførsel og mulighetene og begrensningene ved FEM [53, s. 16-17], er det viktig å sikre seg slik kunnskap, samt å velge elementtype, elementstørrelse og andre deler ved FEM-modellen med omhu. I tillegg bør en FEM-modell kontrolleres grundig før endelig analyse gjennomføres [51, s. 404], gjerne av en tredjeperson, for å luke ut feilplassering av noder og laster, uriktige opplagerbetingelser, feil retning eller størrelse på laster, manglende elementer, feil valg av elementtype eller andre mangler ved FEM-modellen. Videre, som enda en verifikasjon bør resultater fra en FEM-analyse sammenlignes med resultater fra andre typer beregninger [51, s. 404]. Disse andre beregningene kan da være mindre nøyaktige enn selve FEM-analysen.

I tillegg til at en FEM-modell skal gi presise resultater er det også ønskelig å begrense beregningstiden [51, s. 395]. En måte dette kan gjøres på er å anvende symmetribetingelser i områder hvor FEM-modellen er symmetrisk [51, s. 395-397]. Ved anvendelse av symmetribetingelser deles modellen i flere biter, avhengig av hvor mange plan modellen er symmetrisk om. I symmetriplanene må det defineres opplagerbetingelser som hindrer bevegelse normalt på symmetriplanet [51, s. 395-397].

Elementstørrelse

Elementstørrelser er viktig i FEM-analyser fordi med minkende elementstørrelse øker både nøyaktigheten og beregningstiden [53, s. 16-17]. Det er derfor ønskelig å holde elementstørrelsen på et nivå som gir tilstrekkelig nøyaktighet, men likevel ikke for høy beregningstid. Videre i denne oppgaven brukes begrepet *mesh* om nettverket av elementer, og en *fin* mesh har små elementstørrelser. Den positive effekten av å gjøre meshen finere er størst i områder med brå spenningsendringer, slik som sammenføyninger og andre geometriendringer [51, s. 9]. Som et eksempel er det nødvendig med minimum fem, men helst åtte til ti, elementer på langs av et rektangulært flateelement for å beregne aksialkraft som ikke er konstant, ifølge Dlubal Software [54], en utvikler av FEM-programmer. En mulighet for å kontrollere at tilstrekkelig elementstørrelse er valgt er å redusere elementstørrelsen i flere omganger, helt til resultater som spenninger og deformasjoner konvergerer mot én verdi [51, s. 404].

Elementform

I tillegg til elementstørrelse, er også elementenes form avgjørende for resultatene i en FEM-analyse [52, s. 47]. Med tanke på type elementform gir firkanter og heksaedere mest presise resultater, mens trekkanter og tetraedere er mer fleksible for å modellere avansert geometri og overganger mellom fin og grov mesh [55, s. 39,46]. Videre bør for eksempel brå endringer i elementstørrelse over en kort avstand unngås, siden dette kan medføre elementer med ugunstige former [55, s. 54]. Elementer bør på grunn av dette ikke være mer enn dobbelt så store som tilgrensende element. Dersom kun få elementer med dårlig form finnes i en modell er det hovedsakelig resultatene i områdene rundt disse elementene som påvirkes [51, s. 394]. Effekten av dårlige elementer har også større påvirkning på spenningsberegninger enn på beregninger av deformasjoner [55, s. 54-55].

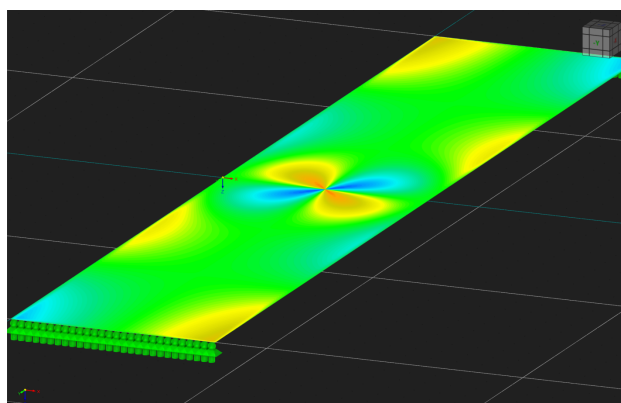
I dette avsnittet presenteres forskjellige mål på kvaliteten til elementenes form. For det første er *sideforholdet* til firkantede elementer lik forholdet mellom lengste og korteste side [51, s. 392-394], og generelt sett fører høye sideforhold til unøyaktige resultater. Tabell 3.2 viser avviket mellom korrekt og beregnet deformasjon for en mesh med omtrent like mange elementer, men forskjellige sideforhold. Tabell 3.2 er likevel ikke representativ for alle tilfeller, siden sideforholdets innvirkning avhenger av FEM-modell og elementtype [51, s. 392-394]. Noe annet som påvirker resultatene i en FEM-analyse er vinklene i elementenes hjørner [51, s. 394]. Vinklene bør være så nærme 90° som mulig for firkantede elementer, og 60° for trekantede elementer [55, s. 55]. For firkantede elementer bør vinkler over 120° unngås, mens for trekantede elementer bør vinkler under 30° unngås.

Tabell 3.2: Sammenheng mellom sideforhold og avvik i FEM-beregninger [51, s. 394]

Sideforhold	1,1	1,5	3,6	6,0	24,0
Antall elementer	60	64	60	64	64
Avvik fra korrekt deformasjon	-5,2%	-6,4%	-11,9%	-23,0%	-56,0%

Singulariteter

Dersom et opplager, en kraft eller koblingen mellom to konstruksjonsdeler er modellert i én enkelt node vil kreftene fordele seg ut i nodens tilgrensende elementer [51, s. 402]. Siden $\sigma = \frac{F}{A}$ vil det oppstå en *singularitet* [56, s. 9], altså en spenningstopp, rundt noden som blir større jo mindre elementene rundt er [51, s. 402]. Dette er illustrert i Figur 3.12 som viser skjærkrefter i en fritt opplagt bjelke med et opplager bestående av kun én node i midten. Singularitetsproblematikk kan løses enten ved å bruke et FEM-program som gir muligheten til å utjevne spenningene i et område [57], ved å lese av spenning et stykke unna spenningstoppen [56, s. 9] eller ved å modellere slik at singulariteter ikke oppstår. Dersom en av de to første løsningene brukes, er det fordelaktig å bruke små elementer i nærheten av singulariteten for å avgrense spenningstoppen til et lite område, selv om det øker størrelsen på selve spenningstoppen [56, s. 15]. Siden skjærspenninger faktisk vil toppe seg i områder rundt punktopplagere er det ønskelig å unngå urealistisk store spenninger fra singulariteter, samtidig som at spenningstoppen som faktisk vil oppstå, ikke neglisjeres.

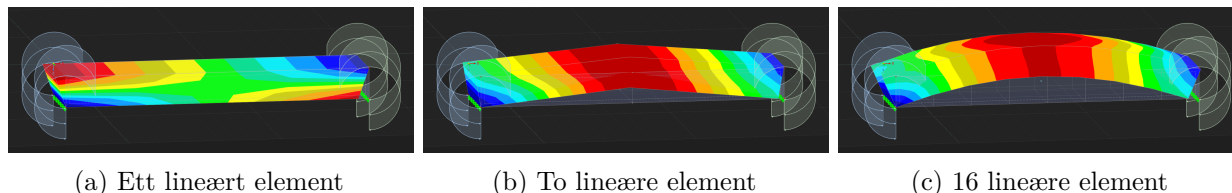


Figur 3.12: Singularitet

Lineære-, andregrads- og tredjegrads-elementer

Både linjeelementer, flatelementer og volumelementer i FEM kan modelleres som andregrads- eller tredjegrads-elementer, noe som betyr at formfunksjonene er av andre eller tredje potensgrad [51, s. 515] og at elementene har én eller to ekstra noder på linjene langs elementenes ytterkanter [52, s. 44, 160-161]. Når formfunksjonene er av høyere potensgrad kan elementene representere kurvet form [51, s. 10]. Elementer som kun har noder i hjørnene kalles lineære elementer og har lineære formfunksjoner [52, s. 44]. Lineære elementer kan ikke representere kurvet form på samme måte som andre- og tredjegrads-elementer, noe som er illustrert i Figur 3.13. Figuren viser deformasjon for tre modeller med samme momentbelastning, inndelt i forskjellig antall lineære elementer. Dersom

andregradselementer hadde vært brukt i Figur 3.13 kunne modellen hatt en jevn kurvet form med kun ett element. I tillegg til å kunne representere kurvet form gir andre- og tredjegrads-elementer mer nøyaktige beregninger enn lineære [52, s. 44], men på bekostning av beregningstiden [51, s. 515]. Siden en fin mesh med lineære elementer også kan representere kurvet form, må brukeren av FEM-programmet gjøre en avveining om lineære eller høyere ordens elementer skal brukes.

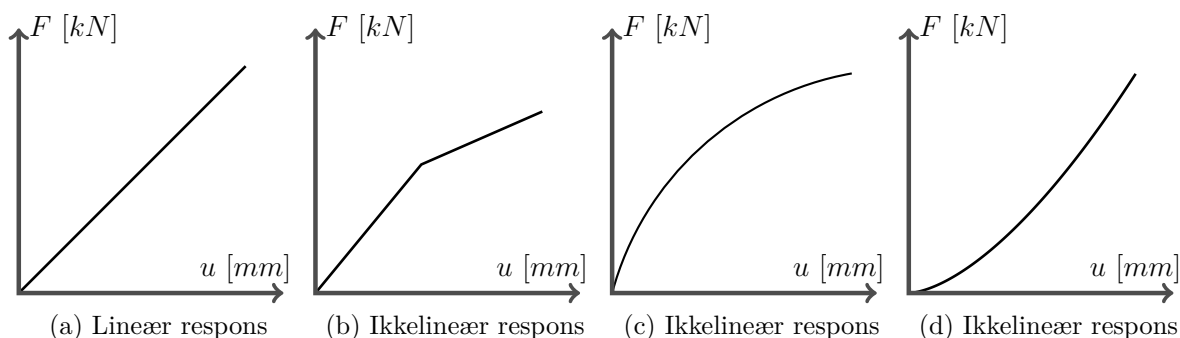


Figur 3.13: Deformasjon ved forskjellige elementinndelinger av lineære volumelement

Det bemerkes at bjelkeelementer, plateelementer og skallelementer kan representere kurvet form selv uten midtnoder, som kan ses i Figur 3.10b [51, s. 170-175]. Grunnen til dette er at rotasjon er inkludert i frihetsgradene til disse elementene. Videre er rotasjonsvinklene i ethvert punkt på disse elementene avhengig av forskyvningen, noe som gjør at formfunksjonene til forskyvning blir av høyere potensorden.

Lineære og ikke-lineære analyser

En FEM-analyse kan gjennomføres enten som en lineær eller ikke-lineær analyse [58, s. 8]. Lineære og ikke-lineære analyser må ikke forveksles med lineære elementer og høyere ordens elementer som er beskrevet over. En analyse beskrives som lineær eller ikke-lineær basert på om forholdet mellom belastning og respons er lineært, som illustrert i Figur 3.14. I en lineær analyse kan effekten fra forskjellige laster skaleres og legges sammen etter superposisjonsprinsippet for å regne på flere lasttilfeller samtidig, noe som ikke er mulig for ikke-lineære analyser [58, s. 8].

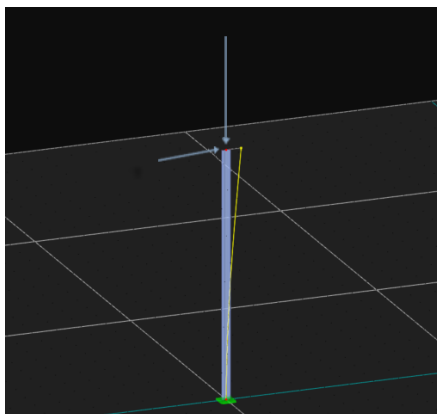


Figur 3.14: Eksempler på belastningsrespons i lineære og ikke-lineære analyser

De fleste fysiske problemer er ikke-lineære, men en lineær analyse kan i mange tilfeller tilnærme den ikke-lineære virkeligheten i tilstrekkelig grad [58, s. 8]. I andre tilfeller vil derimot en lineær forenkling medføre uakseptable feil eller dårlig utnyttelse av materialer. Ikke-lineære analyser medfører økt beregningstid, og valg av analysetype avhenger derfor av systemet som skal analyseres [58, s. 8] og hvilken nøyaktighet det er ønskelig å oppnå [58, s. 40]. I videre avsnitt presenteres tre kilder til ikke-linearitet og hvordan disse kan tas hensyn til i en FEM-analyse.

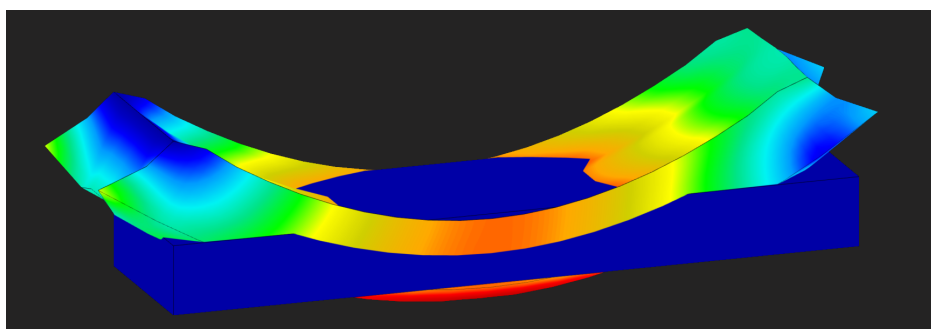
Den første mulige kilden til ikke-linearitet i en FEM-modell er ikke-lineære materialegenskaper, slik som flyting i stål [58, s. 9-11]. Valgmulighetene for modellering av materialegenskaper avhenger av valgt beregningsprogram [59][60], og enkelte FEM-programmer gir muligheten til å definere materialer som lineærelastiske, ikke-lineær-elastiske eller plastiske, samt som isotrope eller ortotrope [60]. Siden en konstruksjons stivhet avhenger av forskyvningene, og forskyvningene igjen avhenger av stivheten, må det gjennomføres flere beregningsiterasjoner som beskrevet tre avsnitt lengre ned [58, s. 180-181].

Den andre mulige kilden til ikkelinearitet i en FEM-analyse er geometrisk ikkelinearitet [58, s. 8-9], som betyr at lastfordelinger i et legeme endrer seg når legemet deformeres [58, s. 8-9][61]. Et eksempel der geometrisk ikkelinearitet vil oppstå vises i Figur 3.15, der vertikallasten vil få en arm og gi momentvirkning på grunn av deformasjonen fra horisontallasten. I tillegg vil momentarmen til horisontallasten bli ørlite mindre når søylen trykkes sammen fra vertikallasten. Også her må beregninger gjennomføres i iterasjoner, siden belastningssituasjon og deformasjoner er gjensidig avhengige [58, s. 180-181].



Figur 3.15: Eksentrisk belastning på grunn av deformasjon

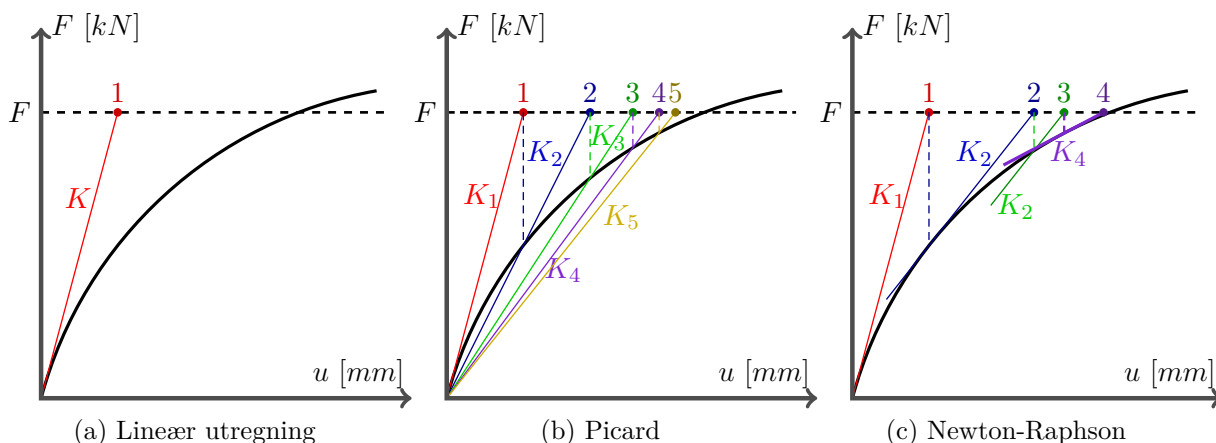
Den tredje kilden til ikkelinearitet i en FEM-analyse er endringer i grensebetingelser [58, s. 10-12]. Prinsippet for dette er illustrert i Figur 3.16, der to bjelker i en lineær analyse overlapper på grunn av forskjellig nedbøyning. I virkeligheten vil den nederste bjelken gi en motstand mot videre nedbøyning når bjelkene treffer hverandre, slik at den øverste bjelken ikke bøyes ned like lett [58, s. 10-12]. For å ta hensyn til denne typen ikkelinearitet finnes det egne elementer som kan brukes til å modellere kollisjonskontroller [55, s. 48]. Lignende spesialelementer kan også brukes for å definere kontakten mellom tilgrensende elementer [62], siden tilgrensende elementer i utgangspunktet regnes å ha fullt samvirke [63]. Enkelte FEM-programmer gir da muligheten til å definere forskjellige typer kontakt, slik som kun normalkraft i trykk, kun normalkraft i strekk eller friksjonskrefter [62][64]. I tillegg er det mulig å definere opplagere som kun tar trykkrefter eller kun tar strekkrefter [65]. Ved ikkelineære grensebetingelser er lastvektoren og deformasjonene avhengige av hverandre [58, s. 227], slik at det også her er behov for beregningsiterasjoner som beskrevet i neste avsnitt.



Figur 3.16: En bjelke overlapper med en annen på grunn av lineær deformasjon

For å forklare hvordan beregningsiterasjoner gjennomføres i FEM, forenkles Formel 3.14 som $K \cdot u = F$ [58, s. 645], slik at $u = K^{-1} \cdot F$, siden Formel 3.15 viser at u er gitt fra e . I første iterasjon regnes systemet på som om det var lineært [58, s. 645]. Basert på deformasjonene fra første iterasjon formuleres det en ny stivhetsmatrise og lastvektor som brukes for å regne på systemet på nytt i andre iterasjon: $u_2 = K(u_1)^{-1} \cdot F(u_1)$ [58, s. 227,645]. Videre er $u_3 = K(u_2)^{-1} \cdot F(u_2)$, og denne prosessen gjentar seg helt til kraft og deformasjon er i likevekt, slik at u endrer seg lite for

hver iterasjon [58, s. 645,648]. To måter å gjennomføre slike iterasjoner på er Picard-metoden og Newton-Raphson-metoden, illustrert i Figur 3.17 [58, s. 646]. For hver iterasjon i Picard-metoden beregnes en ny lineær K direkte fra forrige iterasjons sammenheng mellom kraft og deformasjon, som illustrert i Figur 3.17b [58, s. 646-648]. Newton-Raphson-metoden kan sammenlignes med at det regnes ut en tangent- K ved en ny iterasjon som illustrert i Figur 3.17c [58, s. 650-652]. Som det kan ses i figuren brukes iterasjon 2 sin tangent- K også i iterasjon 3. Dette er fordi beregning av ny tangent- K er så matematisk krevende at det ofte lønner seg å bruke forrige iterasjons K noen ganger før ny K beregnes [58, s. 652-654].

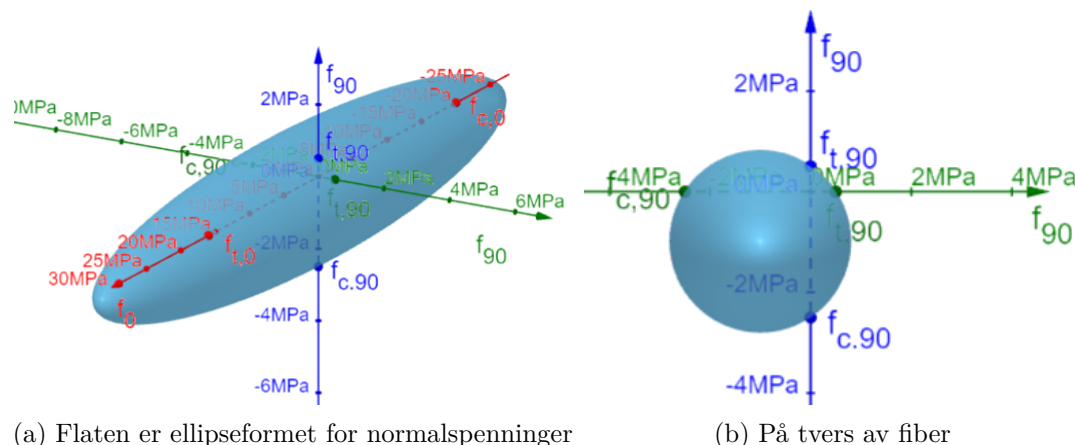


Figur 3.17: Lineær beregning og iterasjonsberegninger basert på Picard og Newton-Raphson

Et annet aspekt ved beregningsiterasjoner i ikkelineære analyser er at divergens kan oppstå i noen tilfeller dersom hele lasten påføres i ett steg [58, s. 228]. For å løse dette kan lasten påføres i flere laststeg. Det vil si at beregninger først gjennomføres som om kun en brøkdelen av lasten var påført. Når konvergens oppnås økes lasten litt til, og videre beregninger gjennomføres helt til konvergens oppnås på nytt. Deretter økes lasten enda litt til, og prosedyren fortsetter helt til konvergens oppnås ved full belastning [58, s. 228].

Materialmodell for limtre

Dersom en FEM-analyse skal gi virkelighetsnære resultater må materialegenskaper defineres korrekt. Hvis ortotrope materialer som tre skal modelleres, må det skilles mellom materialegenskaper som E-modul (E), skjærmodul (G) og poissontall (ν) i hver av de ortogonale retningene [66]. For ortotrope materialer kan også *Tsai-Wu*-kriteriet brukes som et flytkriterie, for å ta hensyn til tre sin duktile oppførsel i trykk [37][38][67, s. 104]. Ved bruk av dette kriteriet kan E , G , ν , strekkfasthet og trykkfasthet defineres forskjellig i x -, y - og z -retning [68], samt at klassisk flytteori kan brukes slik at materialet har en elastisk og en plastisk sone [37]. For *Tsai-Wu* brukes det en enkelt overflate til å definere flytkriteriet, slik at materialet går i flyt dersom spenningstilstanden beveger seg utenfor denne flytflaten [38][37]. Flytkriteriet avhenger av både normal- og skjærspenninger, men Figur 3.18 gir en forenklet fremstilling av flytflaten for GL20h dersom skjærspenninger settes lik null [38][69].



Figur 3.18: Flaten som definerer flytkriteriene i Tsai-Wu-materialmodellen

En svakhet med Tsai-Wu er at alle fasthetsoverskridelser fører til flyt, uavhengig om det er trykk, strekk, skjær eller en kombinasjon av disse [37]. Siden trykkspenninger kan oppstå i én retning, og strekk- og skjærspenninger i en annen, kan bruddformen i tre være en kombinasjon av duktilt trykkbrudd og sprøtt brudd [37]. Det finnes materialmodeller som introduserer flere flytflater for å skille mellom duktile og sprø brudd i trevirket [36], og som kan modellere treets spenning-tøyningsdiagram i flytsonen mer eksakt enn Tsai-Wu [66][37], men foreløpig er det likevel ikke uvanlig å bruke en enkelt flytoverflate som i Tsai-Wu for å modellere i limtre og konstruksjonstre [36]. Dersom Tsai-Wu brukes, må det manuelt kontrolleres at fasthetsoverskridelser ikke oppstår i områder med strekk- eller skjærspenninger av betydning [36].

To faktorer som kan komplisere FEM-modellering i limtre er at det ikke nødvendigvis er fullstendig samvirke i limskjøtene [70][71], samt at små lokale variasjoner som kvist gjør det vanskelig å definere materialegenskaper som gir korrekte resultater både i stor skala og for små detaljområder som sannsynligvis ikke inneholder kvister [37]. I en FEM-analyse er det vanlig å se vekk fra kvister og andre irregulareteter i treet, og behandle tre som et materiale med homogene ortotrope egenskaper [36][68]. Videre er det mulig å bruke kontaktelementer i limskjøter for å ta hensyn til samvirket mellom lameller i limtre [70][71], men det er også mulig å anta fullt samvirke mellom lamellene [68].

4 | Forskerspørsmål

Her presenteres forskerspørsmål og underspørsmål. I tillegg presenteres spesifiseringer og avgrensninger som er gjort for oppgaven.

Hvilken avstivende effekt kan oppnås med sammensatte veggelementer av limtre?

Underspørsmål

- Hvordan kan en veggkonstruksjons avstivende effekt dokumenteres?
- Hvordan samsvarer analytiske beregninger med FEM-analyser når styrke og stivhet vurderes for veggkonstruksjonen?
- Hvordan kan et tilhørende bæresystem prosjekteres for å oppnå tilstrekkelig styrke, stivhet og global stabilitet?

Spesifiseringer

- Med «avstivende effekt» menes styrken og stivheten som trengs for å motstå horisontal belastning
- Med «sammensatte» menes det at veggelementene stables over hverandre og skrur inn i tilstøtende søyler
- Med «veggelementer av limtre» menes HBE-elementene til Sør laminering AS
- Med «veggkonstruksjon» menes HBE-elementer fra Sør laminering AS og tilstøtende søyler
- Med «analytiske beregninger» menes beregninger utført i Mathcad Prime
- Med «tilhørende bæresystem» menes bæresystemet for bygget presentert i case

Avgrensninger

- Prosjektering av bæresystemet begrenser seg til trekonstruksjonen med utvalgte forbindelser
- Kun én avstand mellom søyler vurderes
- Effekten av temperaturlaster og branndimensjonering vurderes ikke
- Det forutsettes at geotekniske forhold er ok
- Seismiske laster og jordskjelvberegninger vurderes heller ikke

5 | Case og Materialer

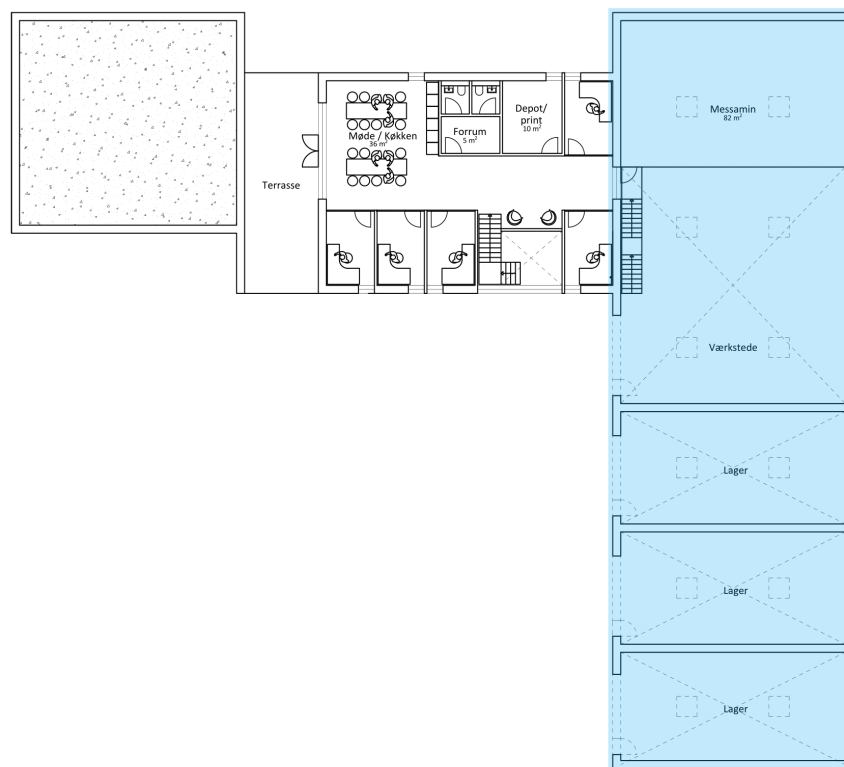
Her presenteres caset som er valgt som utgangspunkt for å svare på forskerspørsmålet, samt materialene som er brukt for å løse denne casen.

5.1 Case

I løpet av 2022 planlegger Byggmester Modalen oppstart av bygningsarbeider på sitt nye kontor- og lagerbygg i Høvåg. En foreløpig skisse av byggets fasade er vist på Figur 5.1. Figur 5.2 viser den skisserte plantegningen av bygget, hvor det blå området utgjør «case-bygget» som brukes i denne oppgaven. I denne oppgaven skal det ses på muligheten for å benytte det samme byggesystemet som ble brukt på Aanesland sin fabrikk, og om HBE-elementer kan utnyttes direkte til veggavstivning uten ytterligere skråavstivning. Det skal også utføres konstruksjonsteknisk prosjektering av case-bygget, selv om hovedfokuset omhandler HBE-elementene.



Figur 5.1: Modalen sitt nye kontor- og lagerbygg [72]



Figur 5.2: Valgt case er området markert i blått med utgangspunkt i Modalen sitt bygg [72]

5.2 Materialer

Her presenteres materialkvalitetene som er brukt for trevirke og stål i denne oppgaven, med mindre annet er spesifisert.

Tre

Alle limtrekomponentene i konstruksjonen er bestemt å være av limtrekvalitet GL30c, med unntak av HBE-elementene. Ifølge Aanesland [11] er det ønskelig å benytte trevirke av lavere kvalitet til produksjon av HBE-elementene. Dette fordi produksjon av dragere og søyler vanligvis krever høyere kvalitet på trevirket, og ved å benytte lavere kvalitet til produksjon av HBE-elementene kan tømmerstokker utnyttes fullt ut [11]. I denne oppgaven er det derfor tatt utgangspunkt i trevirke av C18-kvalitet for HBE-elementene, som ifølge NS-EN 14080 [32] tilsvarer lamellkvalitet T11 og limtrekvalitet GL20h. Som bjelkelag for mesanin er det grunnet stor spennvidde valgt å benytte *Kerto LVL S-beam* (Kerto-S) etter SINTEF TG 2142 [73] der fiberretningen går parallelt med bjelkens lengderetning. Materialfastheter og stivhetsmoduler er hentet fra SINTEF TG 2142 [73].

Stål

Alle platematerialer i stål er bestemt å være av kvalitet S355, mens skruer, bolter og dybler er bestemt å ha kvalitet 8.8 i henhold til NS-EN 1993 [74].

5.3 Digitale verktøy

Her presenteres de digitale verktøyene som er brukt i oppgaven.

Autodesk Revit

Revit er en BIM-programvare for flere fagfelt innen bygg og arkitektur som kan brukes av både ingeniører og arkitekter [75]. Med Revit kan blant annet strukturer og systemer modelleres i 3D slik at presis visualisering er mulig i tidligfasen av et prosjekt [75]. I etterkant av prosjekteringen kan produksjonstegninger tas direkte ut fra modellen.

Mathcad

PTC Mathcad Prime 3.0 er et beregningsprogram som brukes for å enkelt og ryddig sette opp kalkulasjoner og gjennomføre utregninger. Programmet benytter matematiske notasjoner og enheter som følger i beregningene [76]. Programmet er hensiktsmessig å bruke ved eksempelvis itererende utregninger og der flere ulike dimensjoner av bygningsdeler kontrolleres.

Ove Sletten Lastberegning

Ove Sletten-programmene er en samling av dimensjoneringsprogrammer beregnet for betongkonstruksjoner [77]. Sletten har også en egen modul kun for lastberegning hvor vindlast kan beregnes i henhold til eurokoden. For å få ut verdier for vindlaster og tilhørende soneinndelinger må først konstruksjonens geometri, lokasjon og det aktuelle områdets lokale forhold defineres.

Focus Konstruksjon

Focus konstruksjon er et FEM-analyseprogram som benytter elementmetoden for å gjøre konstruksjonsmessige beregninger [78]. Modellene kan lages i enten 2D eller 3D, og det kan velges materialer av enten stål, tre eller betong. I tillegg til å kunne modellere enkle konstruksjonsdeler, kan det gjøres global analyse av en større sammensatt konstruksjon [78]. Etter analyse gir programmet en grafisk fremstilling av resultatene. Focus konstruksjon baserer seg på eurokoden med nasjonale tillegg for enten Norge eller Sverige [78].

rFEM

rFEM 5 er et FEM-analyseprogram som kan brukes for strukturell og dynamisk beregning [79]. I programmet kan brukeren velge å modellere med linjeelementer, flatelementer, volumelementer eller en kombinasjon av disse. Programmet beregner deformasjoner, spenninger og opplagerkrefter. Det finnes også ulike tilleggsmoduler for rFEM, slik at spesifikke analyser kan utføres etter behov [79]. Med tilleggsmodulen «RF-MAT NL» kan brukeren definere ikkelineære materialegenskaper. På grunn av treets ortotrope egenskaper vil derfor rFEM 5 med overnevnte tilleggsmodul være hensiktsmessig å bruke.

6 | Metode

6.1 Fremdriftsplan og veiledninger

Ved prosjektets start ble det utarbeidet en fremdriftsplan i Microsoft Project Professional. Gjennom hele prosjektperioden har fremdriftsplanen blitt benyttet som et verktøy for å ha kontroll på prosjektets ukentlige progresjon, tidsfrister og ansvarsområder. Det ble lagt vekt på å utforme planen på et nokså detaljert nivå fra start, og etter hvert som prosjektet utviklet seg ble planen korrigert etter prosjektets faktiske fremgang. Alle prosjektdeler er blitt utført i tett samarbeid mellom gruppens medlemmer, men for å sikre at alle arbeidsoppgaver faktisk ble utført har gruppens medlemmer fått tildelt ansvarsområder som går frem av planen. Fremdriftsplanen er lagt ved i Vedlegg B. Gjennom arbeidsperioden har det også vært jevnlig veiledninger mellom gruppens medlemmer, intern- og ekstern veileder. Møtene ble i hovedsak avholdt digitalt, men også fysisk. Referater fra møtene er lagt ved som Vedlegg C.

6.2 Innhenting av litteratur og annen relevant informasjon

Litteratursøk og annen innhenting av informasjon er gjennomført både for å tilegne seg kunnskap til Kapittel 3 og for å finne litteratur presentert i Kapittel 7. Det ble også innhentet relevant litteratur og forskning innenfor problemområdet, for å bygge opp under og svare på forskerspørsmålet.

Relevant litteratur er nødvendig for å tilegne kunnskap og informasjon om emnet for oppgaven. I den hensikt er det gjennomført et litteratursøk. Det er også nyttig å undersøke om lignende forskning er gjort eller mot formodning om forskerspørsmålet allerede er besvart [80]. Litteratursøket er i hovedsak gjort ved hjelp av nettsøk og ved bruk av bibliotekets fysiske tjenester. I starten av et prosjekt er det nødvendig med mer grunnleggende informasjon om emnet, som ikke går for mye i dybden på en begrenset del av tema. I den anledning ble universitetsbiblioteket ved UiA benyttet for oppgaven. Hylleplassene på biblioteket er inndelt etter tema, og hyllene som ble søkt gjennom var hovedsakelig «Sivil teknikk», «Byggevirksomhet», «Materiallære» «Teknisk design» og «Teknikk». I tillegg ble søketjenesten Oria med innlogging gjennom UiA benyttet for å finne tilgjengelige bøker ved biblioteket. Det ble også gjort søk på internett for å få generell informasjon. Da ble Google gjerne benyttet fremfor akademiske søkemotorer, ettersom målet ikke var å lokalisere grundig og avansert forskning. Det var også problematisk å skulle avgrense søket tidlig i oppgaven, da retningen for oppgaven enda ikke var begrenset tilstrekkelig. Google ble også brukt hyppig underveis i oppgaven for å finne produktspesifikk informasjon, samt dokumenter laget av software-selskap eller produsenter av byggematerialer og festemidler. Veiledere har også bistått med relevant litteratur. Nødvendig informasjon om HBE-elementer og Aanesland sitt fabrikklokale er skaffet og delt via veileder fra Dagfin Skaar AS, i samråd med Gunnar Adolf Aanesland. En del av litteratursøket har også gått på å studere og søke gjennom standarder og annen litteratur forfatterne hadde kunnskap om fra tidligere i byggstudiet. Det ble i tillegg benyttet direkte kommunikasjon gjennom e-post. Denne kommunikasjonen var rettet mot bedrifter, ofte i form av produsenter, software-leverandører eller institutter innenfor BA-næringen. Det var spesielt mye korrespondanse fra software-leverandøren Dlubal. Ettersom denne korrespondansen påvirker en del av valgene som er tatt i forhold til FEM-analyser, er den lagt ved som Vedlegg D.

Ved gjennomføring av litteratursøk er det viktig å vurdere om innhentet informasjon er troverdig [81]. Derfor ble det i hovedsak benyttet fagfelleverderte artikler, rapporter og publikasjoner, ettersom de er gjennomgått av fagfolk. Andre kilder ble også benyttet, men da krevde det mer omfattende kildekritikk for å vurdere kvaliteten, kredibiliteten og hensikten til kilden. Kvaliteten til en kilde må vurderes før å avgjøre om den i det hele tatt kan benyttes. Det er også nødvendig å få en forståelse av om det som er skrevet i kilden faktisk er sant. For å øke kredibiliteten til innhentet informasjon er det hensiktsmessig å benytte seg av flere uavhengige kilder som sier det samme [81]. Også ved å vurdere språket og utformingen til en kilde kan det gis en god indikasjon på kildens kvalitet [81].

Ulike deler av verden har forskjellig type skog og dermed andre trematerialer enn det som blir brukt i Norge, og det vil derfor være hensiktsmessig å bruke litteratur og kunnskap fra områder som har tilnærmet like materialer som i Norge. Litteratursøket ble avgrenset ved å kun benytte litteratur skrevet på norsk og engelsk, og det ble foretrukket å benytte kilder som omhandler materialer fra Europa. Dette fordi samme type treslag brukes som konstruksjonsvirke rundt om i Europa [15, s. 35]. I tillegg bruker EU og EØS samme standardiseringssystem [15, s. 13], slik at forskjellene mellom landene blir mindre når det kommer til dimensjonering og produksjon.

Ved bruk av nettsøk kan det finnes enorme mengder informasjon. For å finne relevant litteratur er det derfor viktig å avgrense søket, både for å ende med en resultatmengde som er overkommelig og for å finne den informasjonen som faktisk er relevant. Et utvalg av søkeord brukt gjennom denne oppgaven er vist i Tabell 6.1 under. Søkeordene er både på norsk og engelsk, og i flere tilfeller er det også benyttet synonymer for å få best mulig og mest presise treff. Ulike søkeord er også kombinert i søket ved hjelp av boolske operatører som «og», «eller» og «ikke», for å avgrense søket ytterligere.

Tabell 6.1: Søkeord som er brukt

Noen søkeord benyttet i litteratursøket	
Timber	Treverk
Timber structures	Massivtre
CLT	Anisotrop materiale
Glulam	Ortotrope egenskaper
Lateral stabilization	Skivevirkning
Shear wall	Mekaniske egenskaper
Timber engineering	Tredimensjonering
Horizontal shear failure	Ulykkeslaster
Failure modes	Beam formulas
House building elements	Racking strength
Finite element method	Tsai Wu
Timber connections	Timber tension failure
Mesh quality criteria	Timber screws withdrawal stiffness
Timber screws deformation	Poissons's ratio for steel

Litteraturen som er brukt i denne masteroppgaven er hovedsakelig fagbøker fra Universitetsbiblioteket, forskningsartikler, rapporter, produktinformasjon, brukermanualer fra softwareprodusenter, masteroppgaver og doktorgradsavhandlinger. For å finne mest mulig relevant litteratur gjennom søket er det i hovedsak benyttet akademiske søkemotorer, «Semantic Scholar», «Google Scholar» og «Oria». Disse databasene inneholder fagfelleverdert og akademisk litteratur, slik at god litteratur kan finnes effektivt.

Kildene ble først og fremst vurdert ved å lese titlene til litteraturen og dersom det var av interesse i forhold til oppgaven ble også abstraktet eller sammendraget lest for å få en kort og presis oppsummering av innholdet. Store deler av litteratursøket beskrevet over er benyttet til å finne litteratur og kilder brukt i Kapittel 3. Litteraturen benyttet i Kapittel 7.1 er stort sett funnet ved å benytte seg av grundig dokumentanalyse av standarder.

6.3 Kvalitetssikring

For å kvalitetssikre prosjektets resultater har det hele tiden vært høyt fokus på nøyaktighet i arbeidet. Det har i tillegg blitt utført egenkontroll av alle statiske beregninger med hensikt å redusere sannsynligheten for feil og mangler. Egenkontrollene er blant annet blitt utført ved å dobbeltsjekke egne beregninger i henhold til en egen sjekkliste som ble utformet for prosjektet. I tillegg til egenkontrollene er det utført sidemannskontroller for alle statiske beregninger. Disse er blitt utført av minimum én person på gruppen, og i de tilfeller hvor det har vært stor usikkerhet

har problemstillinger blitt drøftet med veiledere. Alle sjekklistene er lagt ved i Vedlegg E. For at kontrollsystemet skulle fungere greit har det vært viktig å ha ryddige oppsett slik at sidekontrollør har hatt best mulig utgangspunkt for sin kontroll.

6.4 Håndberegninger

En vesentlig del av oppgaven har bestått av å utføre håndberegninger. Med håndberegninger menes i denne oppgaven beregninger som er gjort enten for hånd med penn og papir eller beregninger utført med egenproduserte regneark i Mathcad. Selv om håndberegningene effektivt kunne vært utført med ferdig programvare for dimensjonering, har de vært viktige i prosjektet for å gi en bedre forståelse av Eurokodens formelverk og bruken av den. For å verifisere at håndberegningene var korrekte ble programvaren Focus Konstruksjon benyttet. Ved avvik større enn 5% mellom håndberegninger og programvare ble beregningene kontrollert ytterligere.

6.4.1 Laster

Det er valgt å ta hensyn til egenlaster, nyttelaster, snølaster, vindlaster og ulykkeslaster i denne oppgaven. Alle lastberegninger er gjort for hånd og ligger vedlagt i side 1-5 i Vedlegg F. Vindlaster er i tillegg kontrollert med Ove Sletten sitt lastberegningsprogram, og resultatet av denne beregningen er lagt ved i Vedlegg G. Byggverkets lokasjon og plassering påvirker i stor grad lastforholdene, og byggestedet blir derfor en avgjørende parameter for å bestemme lastene. Byggestedet og stedlige forhold som er lagt til grunn for denne oppgaven er basert på veileders antagelse.

Egenlaster

Egenlaster for limtrekomponenter er tatt direkte fra NS-EN 14080 [32]. For mesaninens bjelkelag er egenlasten bestemt på bakgrunn av Byggforsk sin anvisning 471.031 «Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler» [82], hvor det er antatt «standard» trebjelkelag med senteravstand 600mm omsluttet med 13mm himlingsplater av gips, 200mm mineralull og 22mm spongulv. Valg av type takkonstruksjon og dens utforming er gjort i samråd med veileder. Egenvekten til de ulike delene i takkonstruksjonen er hentet fra leverandørens egne nettsider samt Byggforsk sin anvisning 471.031 [82]. Egenvekten til takplatene er hentet fra Ruukki [83], mens egenvekten til takbelegget er hentet fra Protan sin tekniske produktgodkjenning [84]. Egenvekten til ytterveggen isolasjon, vindspærre, utlekting og kledning er bestemt etter Byggforsk sin anvisning 471.031 [82].

Nyttelaster

Det er valgt å ta med nyttelast for mesaninen. Nyttelasten er valgt basert på at mesaninen ble satt til å ligge under kategori D2 «arealer i varehus» i henhold til NS-EN 1991-1-1:2002 [85].

Snølaster

For bestemmelse av snølaster er NS-EN 1991-1-3:2003 [86] lagt til grunn.

Vindlaster

Vindlaster er bestemt basert på bestemmelser i NS-EN 1991-1-4:2005 [87]. For å kontrollere vindlastene ble det i tillegg til håndberegninger valgt å benytte lastberegningsprogrammet til Ove Sletten for ekstra kontroll.

Ulykkeslaster

For å vurdere ulykkeslaster har NS-EN 1991-1-7:2006 [88] blitt benyttet. Gaffeltruck-klasse for beregninger av lastpåkjenning som følge av støt ble satt til FL1.

6.4.2 Statistiske systemer

De statistiske systemene som beskrives i dette underkapittelet er de systemene som ligger til grunn for håndberegninger av de ulike konstruksjonsdelene som er oppgitt i resultatkapittelet. Alle statistiske systemer er tegnet opp for hånd og ligger vedlagt som Vedlegg F på side 6-9.

Åser i taket

Det er tatt utgangspunkt i at bygget oppføres med tre åser i byggets lengderetning som splittes over hvert tredje opplegg slik at de kun er kontinuerlige mellom to spenn. Det antas at den midtre åsen tar opp 60% av takets totale last.

Dragere i taket

Dragerne er antatt fritt opplagte mellom ytterveggene på byggets langsider med en spennvidde som tilsvarer byggets kortside.

Bjelkelag og drager tilhørende mesanin

Bjelkelaget beregnes som kontinuerlige over tre opplegg. Dragerne bjelkelaget hviler på, beregnes på samme måte med tre opplegg. Det forutsettes 60/40 lastfordeling hvor 60% av mesaninens totale last går ned i midtre drager, og resterende 40% fordeles likt mellom de to ytterkantene.

Søyler

I midtre søyle under mesanin er det i likhet til overliggende bjelker antatt 60/40 lastfordeling. De mest påkjente søylene i yttervegg er antatt å være søylene i langvegger, og selv om søylene i området rundt mesanin opplever høyere aksial last - antas det at søylene som ikke forbindes med mesaninens bjelkelag er mer kritisk på grunn av høyere fare for sideveis utknekking som følge av mindre avstivning. Knekk lengde for alle søyler ved søyledimensjoneringen er satt til hele søylens lengde.

6.4.3 Konstruksjonsdeler

Det er de konstruksjonsdelene som er mest påkjente som har lagt grunnlaget for valgt dimensjon av de forskjellige konstruksjonsdelene. Dette er gjort for å oppnå kontinuitet i systemet i den forstand at konstruksjonsdeler av samme type dimensjoneres likt.

Bjelker

Åser, bjelkelag og dragere er kontrollert for bøyemoment- og skjærkraft i bruddgrensetilstanden etter kapittel 6 i NS-EN 1995 [14]. Opptredende skjær, moment og nedbøyning er beregnet etter SINTEF sine statikkformler for bjelker [89]. Bjelkene er kontrollert for nedbøyning i bruksgrensetilstanden i henhold til kapittel 7.2 i NS-EN 1995 [14], og det er brukt lastfaktorer lik 1,0 i henhold til NS-EN 1990 [13]. Kombinasjonsfaktorer for laster er hentet fra NS-EN 1990 [13] NA.A1.1. I de tilfellene der oppleggsflatene resulterer i trykk vinkelrett på fiberretning, er bjelken kontrollert etter Treteknisk rapport nr. 86 [34].

Søyler

Det er tatt utgangspunkt i to forskjellige søyler for å bestemme alle søyledimensjoner ut fra hvilke søyler som er mest påkjent - den ene for ytterveggene og den andre for mesanin. De to søylene som er plassert direkte under mesanin er valgt å dimensjoneres likt selv om den midtre søylen utsettes for vesentlig høyere last. Dette er valgt for å få likhet mellom søylene slik at det skal gi et pent visuelt inntrykk. Kontrollen er gjort i henhold til kapittel 6.3.2 NS-EN 1995 [14] med en kombinasjon av trykk og bøyning. Det er tatt med ulykkeslast med tanke på støt fra gaffeltruck i de to midtre søylene som står under mesanin. Lasten som ligger til grunn for dette er en horisontallast med lastfaktor 1,0 i ulykkesituasjonen i henhold til NS-EN 1990 [13].

Forbindelser

Forbindelsene i konstruksjonen er beregnet etter kapittel 8 i NS-EN 1995 [14], mens stålplater i forbindelsene er kontrollert i henhold til NS-EN 1993 [74]. Det er valgt ulike løsninger for konstruksjonsdelene ut ifra forfatterens oppfatning om hva som er hensiktsmessig å benytte seg av. Mellom søylesko og betong ble det benyttet ekspansjonsbolter. Disse er dimensjonert i henhold til egne tabeller fra produsenten Hilti [90].

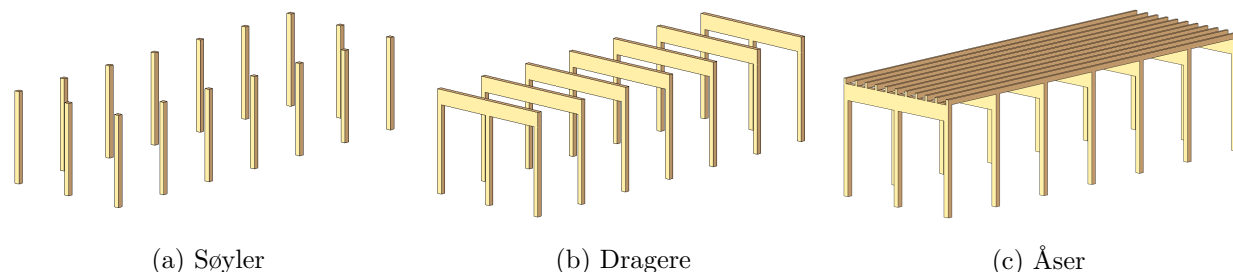
Utbøyning av HBE-elementer

Det ble utført kontroll av HBE-elementenes utbøyning som følge av vindlast normalt på elementene. Beregningen er gjort i bruksgrensetilstand med en dimensjonerende vindlast lik den som er antatt å virke midt på byggets langsider etter lastberegningene fra Ove Sletten. Det ble tatt utgangspunkt i ett enkelt rektangulært element med dimensjon $90 \times 580 \text{ mm}$ som var fritt opplagt med spennvidde L lik 5000 mm . Kravet til utbøyning ble satt til $L/200$ i henhold til NS-EN 1990 [13], på bakgrunn av at veggen skulle ha alminnelige brukskrav. Kontrollen er gjort i henhold til NS-EN 1995 [14], og håndberegningene kan ses i sin helhet i Vedlegg F side 15-16.

6.5 Modellering i Revit

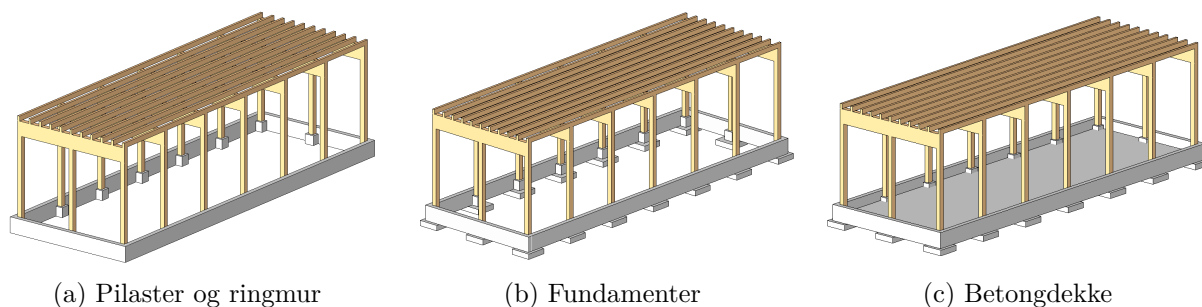
Modellering av bæresystem og tilhørende detaljer ble gjort i Autodesk Revit versjon 2021. For å ha et utgangspunkt før selve modelleringen, ble det tidlig i prosjektet skissert snitt- og plantegning for hånd. Skissene ble laget basert på tilsendte mulighetstegninger fra Modalen sitt fremtidige kontor- og lagerbygg. Etersom mulighetstegningene ikke har oppgitte mål ble selve målsettingen mellom vegger og konstruktive elementer basert på egne antagelser og i samråd med veileder. Den totale størrelsen på bygget ble satt til $10 \times 30 \text{ m}$, med en senteravstand mellom alle søyler lik 5 m . Byggets høyde ble valgt å være totalt 9 m fra overkant betongdekke til overkant åser. Alle konstruksjonsdelenes dimensjoner ble i første omgang valgt basert på gjetning. Etter hvert som statiske beregninger ble gjennomført i prosjektet ble Revit-modellens dimensjoner endret i samsvar med dimensjoneringen. Utgangspunktet for hvordan Revit-modelleringen ble utført er forklart i kommende avsnitt. Det spesifiseres at dette er selve utgangspunktet for modellen før endringer ble gjort.

Det ble først satt ut et aksestystem med tilsvarende senteravstand som planlagte søyler og dragere samt akser ved ringmurens planlagte ytterkant. Deretter ble søyler, dragere og åser modellert som vist på Figur 6.1.



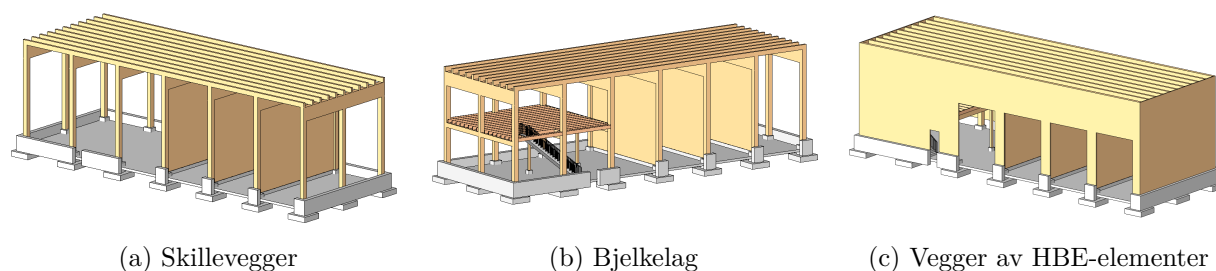
Figur 6.1: Modellering av søyler, dragere og åser

Videre ble betongkonstruksjonene modellert, selv om det ikke ble gjort statiske beregninger på disse. Dimensjon på fundamenter og pilaster er basert på forholdsvis vilkårlige mål, mens ringmuren ble modellert med en tykkelse lik 400 mm slik at HBE-elementer og utenpåliggende isolasjon ikke skulle bygge på utsiden av muren. Det er med dette tiltenkt at lekter og kledning kommer på utsiden av ringmurens ytterkant. Etersom HBE-elementene plasseres på utsiden av søylene med utenpåliggende isolasjon, er det tenkt at HBE-elementene kan ha synlig overflate som vender inn mot bygget. Det ble også bestemt at søylene plasseres på innsiden av ringmuren og bygges opp med innvendige pilaster for å unngå direkte kontakt med betongdekket. Dette ble valgt for å redusere fuktpåkjenningen i søylenes nedre del. Pilastene er gjennomgående ned til underliggende fundamenter med en høyde lik 300 mm i overkant av betongdekket. Betongmodelleringen er vist i Figur 6.2.



Figur 6.2: Modelling av betongkonstruksjoner

Det ble videre modellert tre vegger som skiller lager og verksted. Hver vegg er av samme grunn som søylene hevet 300mm i overkant av betongdekket og satt på stripe av betong. I verksted-delen ble det modellert et bjelkelag som skulle være en del av gulvkonstruksjonen til mesanin, med utsparring for trappeløp, i tillegg til dragere med søyler i underkant av bjelkelagets midtre del. Til slutt ble HBE-elementer i yttervegger med utsparringer for porter og dør modellert. I Figur 6.3 er innervegger, bjelkelag til mesanin og HBE-elementer i yttervegger modellert. Hele modellen er lagt ved som en egen fil i Vedlegg H.



Figur 6.3: Modelling av skillevegger, bjelkelag og HBE-elementer

6.6 Analytiske beregninger av HBE-veggers styrke og stivhet

For å svare på forskerspørsmålet om hvilken avstivende effekt som kan oppnås med sammensatte veggelementer av limtre, og hvordan denne avstivende effekten kan dokumenteres, ble sammenhengene mellom HBE-veggers belastning og indre mekanismer som medfører veggavstivning undersøkt analytisk. Betegnelsen *HBE-vegg* brukes om veggkonstruksjonen som består av sammenskrudde limtresøyler og HBE-elementer. Videre ble det utledet formler for å beskrive disse sammenhengene matematisk. En grundig presentasjon av disse utledningene er gitt i Vedlegg I, men i kommende underkapitler forklares prinsippene som ble lagt til grunn slik at leseren kan forstå beregningsprinsippene uten å gå gjennom all utledningen. I første underkapittel gis en overordnet oversikt over de avstivende mekanismene som ble lagt til grunn for beregninger. I videre underkapitler forklares deretter beregningene for hver mekanisme.

Basert på utledede formler og sammenhenger ble det laget et Mathcad-ark, for at HBE-veggers respons effektivt kunne beregnes for flere scenarier. Dette Mathcad-arket ble videre modifisert der FEM-analyser viste at enkelte antagelser som var tatt, ikke stemte. Beregningene som presenteres først i dette kapittelet var de som ble lagt til grunn i den første versjonen av Mathcad-arket. Videre presenterer Kapittel 6.6.7 endringene som ble gjort etter sammenligning med FEM-analyser.

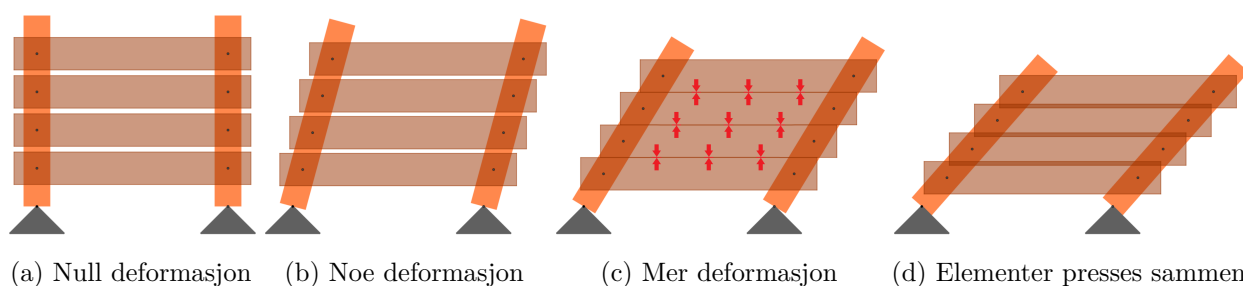
Som det kan ses i Figur 6.2 ble det tatt utgangspunkt i et avlangt bygg ved beregning av HBE-veggers styrke og stivhet, der HBE-veggene ble plassert som byggets yttervegger. Siden all vind som treffer byggets langside må tas opp av byggets kortsider, er det kortsidene som får størst påkjenning. Det er derfor kortsidene som analyseres med tanke på vindavstivning. Hver kortside ble delt inn i to HBE-vegger, og det ble antatt at begge disse veggene bidro med like mye avstivning, altså at vindlasten ble fordelt likt mellom dem.

6.6.1 Mekanismer som medfører avstivning

Det ble tatt utgangspunkt i to mekanismer som fører til avstivning i HBE-veggene. Disse er vist i Figur 6.4 og Figur 6.5, og er overordnet forklart i dette underkapittelet. Her presenteres også andre mekanismer som fører til en avstivende effekt i HBE-veggene men som ikke ble tatt hensyn til i beregninger.

Sammentrykking av HBE-elementer

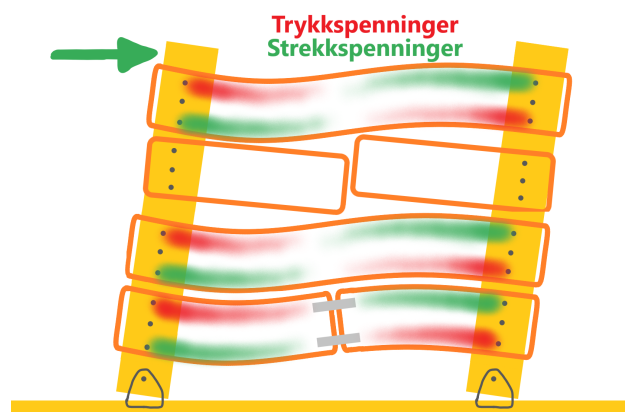
I Figur 6.4 vises det at kollisjon og sammentrykking av HBE-elementene hindrer at HBE-veggen kan klappe sammen ved sideveis belastning, slik at sammentrykking av HBE-elementene bidrar med en avstivende effekt. Dersom det er en glippe mellom HBE-elementene vil HBE-veggen deformeres før denne mekanismen gir noen avstivningseffekt. Ved beregninger av avstivningseffekten fra sammentrykking er det tatt utgangspunkt i at det ikke er noen glippe mellom elementene.



Figur 6.4: Veggstivhet fra kollisjon og sammentrykking av elementer

Innspenning i koblinger

Figur 6.5 illustrerer den andre mekanismen som regnes å bidra med en avstivningseffekt i HBE-veggene. Når søylene roteres ved sideveis belastning vil HBE-elementenes ender roteres tilsvarende. Som vist i Figur 6.5 bøyes da HBE-elementene nedover på den ene siden og oppover på den andre siden. På grunn av HBE-elementenes bøyestivhet oppstår det et moment i HBE-elementene som vil prøve å rotere søylene tilbake til vertikal posisjon, altså et moment som motvirker momentet skapt av den ytre lasten. En forutsetning for at dette skjer er at det eksisterer en grad av momentinnspenning i koblingene mellom søyler og HBE-elementer, slik som forklart i Kapittel 3.3.1. Når ordet *kobling* brukes i denne oppgaven er det koblingen mellom søyler og HBE-elementer som menes. Dersom det er null innspenning i koblingene vil det statiske systemet være som i Figur 6.4, slik at HBE-elementene ikke bøyes når søylene roteres. I denne oppgaven brukes derfor *innspenning i koblinger* for å henvise til mekanismen der HBE-elementene bøyes og overfører moment i koblingene til søylene. En forutsetning som er gjort ved beregning av avstivning fra innspenning i koblinger er at HBE-elementene er kontinuerlige mellom søylene. Dersom HBE-elementene er kuttet på midten, slik som det nest øverste elementet i Figur 6.5, bøyes de ikke og overfører derfor ikke moment til søylene.



Figur 6.5: Veggstivhet fra momentstive koblinger

Friksjonskrefter

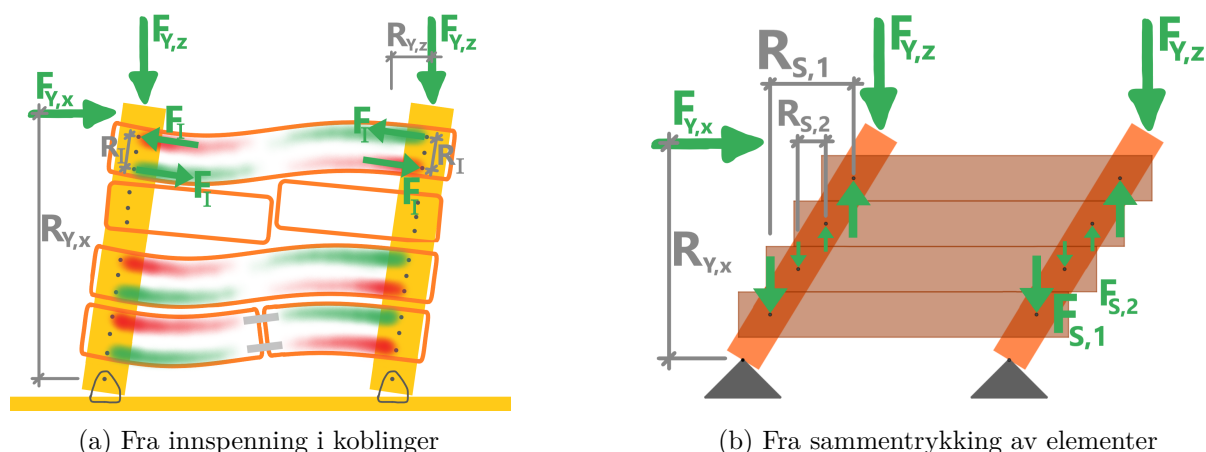
I tillegg til de nevnte mekanismene vil også friksjonskrefter bidra med noe stivhet i HBE-veggen. Mer spesifikt oppstår det friksjon mellom HBE-elementer når elementene presses sammen som vist i Figur 6.4c, samtidig som at det vil oppstå friksjon i koblingene mellom søyler og HBE-elementer dersom skrueforbindelsene gjør at de presses hardt sammen i koblingene. Det velges å ikke ta hensyn til friksjonskrefter når HBE-veggenes avstivningseffekt beregnes, siden disse kan variere avhengig av forhold som krymping og svelling av trevirket.

Innspenning i søylefot

Selv om opplagerne i bunnen av søylene vil ha en grad av innspenning, ble dette ikke tatt hensyn til. Opplagerne i bunnen av søylene ble derfor antatt å være faste leddlagere.

6.6.2 Overføring av krefter mellom HBE-elementer og søyler

I Figur 6.6 illustreres hvordan krefter ble regnet å overføres fra HBE-elementene til søylene, og hvilke notasjoner som ble brukt for de forskjellige kreftene og avstandene. Subscriptene Y, S og I refererer til henholdsvis ytre laster, sammentrykking av HBE-elementer og innspenning i koblinger. Generelt i hele denne oppgaven går x-retningen på langs med HBE-elementenes lengderetning, y-retning går på tvers av HBE-elementenes lengderetning og z-retning går i vertikal retning. Etersom friksjon i koblingene mellom HBE-elementene og søylene ble sett vekk fra, er det antatt at alle kreftene som ble overført fra HBE-elementene til søylene overføres i skrueforbindelsene.



Figur 6.6: Ytre krefter og krefter som virker fra HBE-elementer på søylene

Siden kreftene som står for avstivningseffekt i HBE-veggen overføres i skrueforbindelsene mellom søylene og HBE-elementene, er styrken og stivheten til skruene av betydning. Stivheten i en skrue vil avgjøre hvor mye forskyvning som oppstår i skruen. Med forskyvning i en skrue menes det hvor mye søyle og HBE-element forskyver seg i forhold til hverandre ved belastning når de er skrudd sammen. I denne oppgaven brukes Δ til å betegne forskyvningen i en skrue i mm . Δ vil avhenge av skjærkraften F som virker i skruen, slik som i Formel 6.1.

$$\Delta = \Delta(F) \quad (6.1)$$

Flere tilnærminger ble brukt for å finne forholdet mellom kraften F og forskyvningen $\Delta(F)$ i en skrue. En av tilnærmingene var gjennomføring av FEM-analyser beskrevet i Kapittel 6.7.2. De andre tilnærmingene til skruenes forskyvning som ble brukt er presentert som resultater fra litteraturstudie i Kapittel 7.1.1. Der forskyvningen i en skrueforbindelse i Kapittel 7.1.1 var avhengig av skruens bruddkapasitet ble skruens karakteristiske skjærkapasitet $F_{V,Rk}$ benyttet, medregnet tau-effekten i henhold til Eurokode 5 punkt 8.2.2(2)[14]. Dette var for skruer med bruddfasthet lik $800MPa$ og $160mm$ lengde. Det ble tatt utgangspunkt i at sammenhengen mellom belastning og forskyvning i en skrue ikke nødvendigvis var lineær, ettersom det kunne tenkes at forskyvning oppstår hyppigere ved høyere belastning.

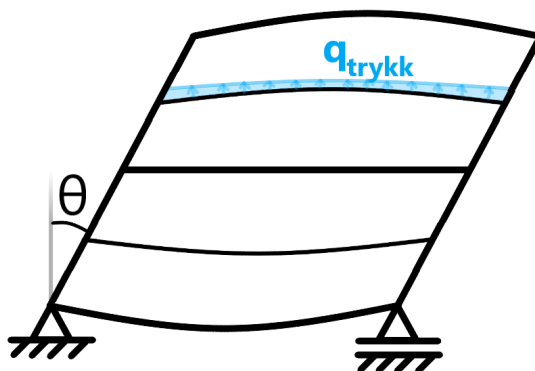
6.6.3 Avstivning som følge av sammentrykking av HBE-elementer

For å beregne avstivningseffekten fra sammentrykking av HBE-elementer ble det tatt utgangspunkt i at det oppstår et trykk $q_{trykk}(x)$ i $\frac{kN}{m}$ mellom HBE-elementene når de presses sammen, og at dette trykket tas opp som vertikale krefter i skruerforbindelsene som illustrert i Figur 6.6b. Momentet som blir påført søylene fra disse skruerekraftene avhenger av avstandene $R_{S,1}$, $R_{S,2}$, $R_{S,3}$ osv. mellom kreftene $F_{S,1}$, $F_{S,2}$, $F_{S,3}$ osv. i skruene, som Figur 6.6b også viser. Det totale momentet M_S som påføres hver søyle fra sammentrykking av HBE-elementer ble da regnet ut som i Formel 6.2, der n er antall HBE-elementer.

$$M_S = \sum_{i=1}^{n/2} (R_{S,i} \cdot F_{S,i}) \quad (6.2)$$

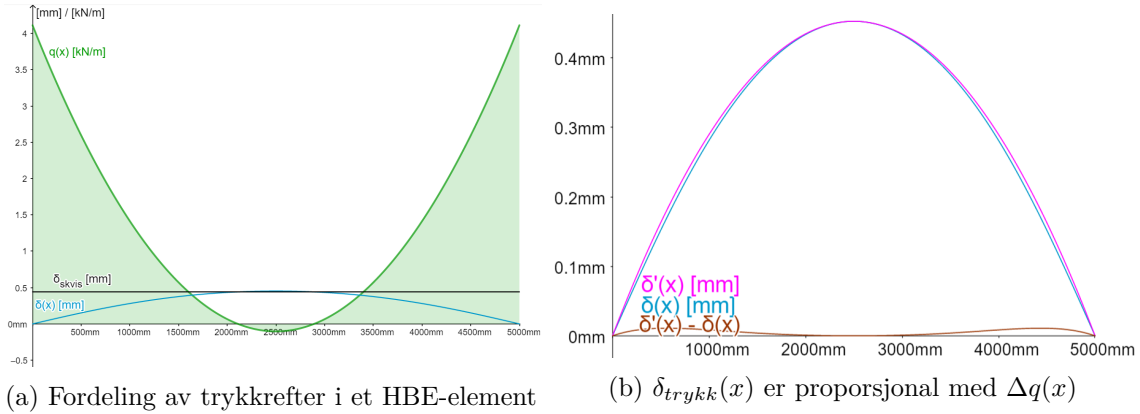
For å finne M_S for en gitt helningsvinkel θ på søylene, måtte $R_{S,i}$ og $F_{S,i}$ uttrykkes som funksjon av vinkelen til søylene. På side 18 og 19 i Vedlegg I forklares det at det er $\Delta\theta$, og ikke θ , som avgjør størrelsen på $R_{S,i}$ og $F_{S,i}$. Momentarmene $R_{S,i}$ ble derfor regnet ut ved å gange den vertikale avstanden mellom skruene med $\sin(\Delta\theta)$. For å bestemme skruerekraftene $F_{S,i}$ som funksjon av $\Delta\theta$ måtte først trykket $q_{trykk}(x)$ bestemmes.

Sammentrykkingen av HBE-elementer ble uttrykt som vertikal tøyning $\varepsilon_{HBE}(x)$, og fra Hookes lov ble $q_{trykk}(x) = \varepsilon_{HBE}(x) \cdot E_{90,mean} \cdot b$. Tøyningen ε_{HBE} uttrykkes som funksjon av x siden den varierer langsmed HBE-elementene når elementene bøyes ut på grunn av trykket, som illustrert i Figur 6.7. $\varepsilon_{HBE,ende} = 1 - \cos(\Delta\theta)$ ble satt lik tøyningen i HBE-elementenes ender siden elementene ikke bøyes ut i endene.



Figur 6.7: Elementer buler ut ved sammentrykking

Det ble antatt at $q_{trykk}(x)$ kunne tilnærmes ved å bruke en andregradsfunksjon som vist i Figur 6.8a. Formelen $\delta(x) = \iint \frac{M(x)}{EI} dx dx$ [43] ble brukt for å finne utbøyningen $\delta_{trykk}(x)$ fra $q_{trykk}(x)$. Det ble videre laget et uttrykk for $q_{trykk}(x)$ som var slik at trykkreduksjonen på midten av HBE-elementene samsvarte med reduksjonen i tøyning som oppstod på grunn av utbøyningen, som illustrert i Figur 6.8b. Basert på dette uttrykket ble det regnet ut en verdi S slik at skruerekraftene $F_{S,i}$ var $F_{S,i} = S * \varepsilon_{HBE,ende}$.



Figur 6.8: Utgangspunkt for beregning av avstivningseffekten fra sammentrykking av HBE-elementer

I tillegg til at HBE-elementene ble presset sammen ville også søylene strekkes ut når HBE-veggen deformeres. Tøyningen i søylene ble da satt lik $\varepsilon_{søyle} = \frac{F_{søyle}}{AE_{søyle}}$, der $F_{søyle} = \frac{F_S}{\cos(\Delta\theta)}$. Videre ville søyler og HBE-elementer forskyve seg en avstand Δ_S i forhold til hverandre på grunn av skruenes forskyvning. $\Delta_{S,i}$ ble definert som forskyvningen i skruene til HBE-element nummer i fra bunnen, forårsaket av kraften $F_{S,i}$ som virket i skruene ved sammentrykking av elementer. Basert på disse sammenhengene ble $F_{S,i}$ regnet ut med Formel 6.3 og Formel 6.4. Her var $n_{HBE,i}$ antall skruer i HBE-element nummer i og h_i var avstanden mellom HBE-element nummer i og HBE-element nummer $i + 1$ regnet fra bunnen. Siden uttrykkene i Formel 6.3 og Formel 6.4 var avhengig av skruenes forskyvning, ble sammenhengen mellom kraft og forskyvning i en skrue fra Formel 6.1 satt inn i disse uttrykkene slik at skruerekraftene, og derfor M_S , kunne regnes ut direkte som funksjon av $\Delta\theta$.

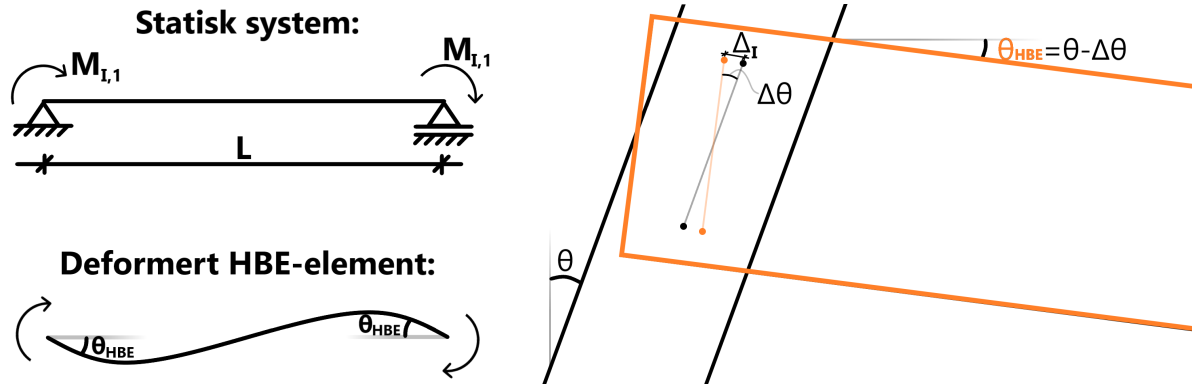
$$F_{S,1} = \frac{S \cdot AE_{søyle} \cdot (1 - \cos(\Delta\theta) - \frac{\Delta_{S,1} - \Delta_{S,2}}{h_1})}{n_{HBE,1} \cdot (S + AE_{søyle})} \quad (6.3)$$

$$F_{S,i} = \frac{S \cdot AE_{søyle} \cdot (\frac{\Delta_{S,i+1} - \Delta_{S,i}}{h_i} + \frac{\Delta_{S,i-1} - \Delta_{S,i}}{h_{i-1}})}{n_{HBE,i} \cdot (S + AE_{søyle})} \quad (6.4)$$

6.6.4 Avstivning som følge av innspenningsgrad i koblinger

For å finne avstivningseffekten forårsaket av innspenningen i koblinger ble HBE-elementene analysert som bjelker, og det ble regnet på hvor mye moment $M_{I,1}$ som måtte oppstå i hvert HBE-element sin ende for at elementenes ender skulle rotere en gitt vinkel θ_{HBE} . Det statiske systemet som ble brukt for å regne ut forholdet mellom rotasjonsvinkelen og momentet er vist i Figur 6.9a. Bjelkeformler fra «Haugans Formler og Tabeller» [91] og MechaniCalc [92] ble brukt for å finne sammenhengene $M_{I,1} = \theta_{HBE} \cdot 6EI$ der θ_{HBE} regnes i radianer, og $F_{I,v} = \frac{2 \cdot M_{I,1}}{L}$, der $F_{I,v}$ er skjærkraften i HBE-elementene.

Som vist i Figur 6.9b er det ikke nødvendigvis full innspenning i koblingene mellom søyler og HBE-elementer, noe som medfører at søylenes rotasjonsvinkel θ og vinkelen θ_{HBE} i HBE-elementenes ender ikke blir like. Differansen mellom vinklene ble definert som $\Delta\theta$, slik at $\theta_{HBE} = \theta - \Delta\theta$. I Vedlegg I er det vist at $\Delta\theta = \frac{2 \cdot \Delta_I}{R_I}$. Som vist i Figur 6.9b er Δ_I skruens horisontale forskyvning som følge av innspenningskreftene i skruen, og R_I er avstanden mellom skruene som vist i Figur 6.6a. Forskyvningen Δ_I avhenger både av skjærkraften i skruen som er forårsaket av selve innspenningskreftene, og av skruens totale skjærbelastning, siden forholdet $\frac{\Delta(F)}{F}$ ikke nødvendigvis er lineært ved forskjellige belastninger. Dette er forklart nærmere i Kapittel 6.6.5. Det ble opprinnelig regnet som at vinkelen θ_{HBE} var den samme for alle HBE-elementene, men dette ble endret i en senere versjon av Mathcad-arket slik Kapittel 6.6.7 beskriver.



(a) Beregning av forholdet mellom $M_{I,1}$ og θ_{HBE} (b) Graden av innspenning i skrueforbindelsene

Figur 6.9: Utgangspunkt for beregning av avstivningseffekten fra momentstive koblinger

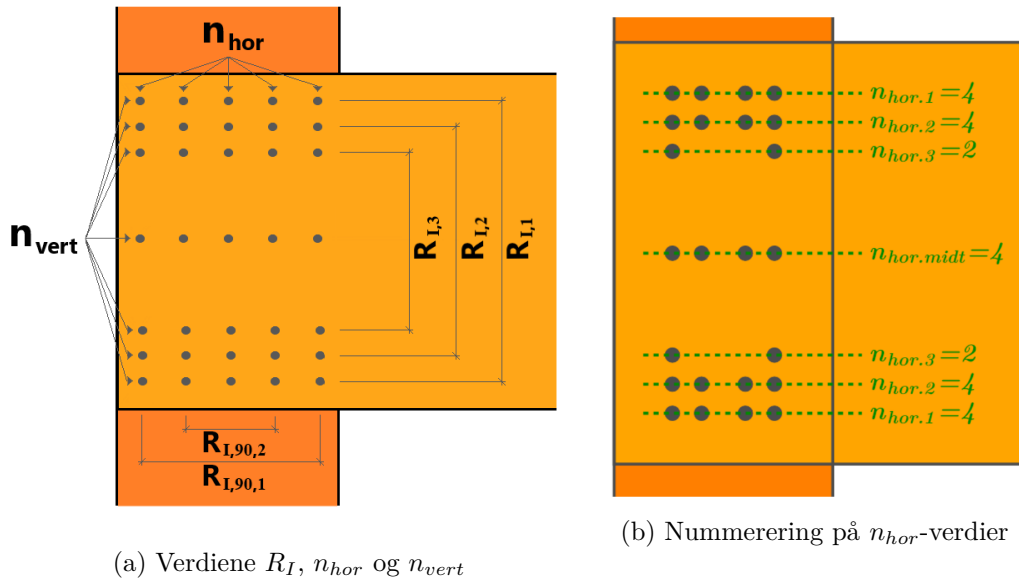
6.6.5 Krefter i skrueforbindelser og plassering av skruer

Når det gjelder plassering av skruene ble kantavstander og avstander mellom skruer definert i henhold til Eurokode 5 sin Tabell 8.2 og 8.4 [14]. Utover dette ble skruene plassert så langt ut i koblingenes hjørner som kantavstandene tillot, for at momentarmene mellom skruene skulle bli størst mulig.

For å regne ut skjærbelastningen i skruene ble det tatt hensyn til at skjærkraften i hver skrue ble redusert dersom antall skruer i koblingene økte. For sammentrykking av HBE-elementer ble kraften som måtte overføres i en kobling mellom søyle og HBE-element delt på antall skruer $n_{HBE,i}$ i koblingen for å finne skjærkraften i hver skrue, slik som vist i Formel 6.3 og Formel 6.4. Også skjærkraften $F_{I,v,i}$ som oppstod i HBE-element nummer i fra bunnen når de ble bøyd på grunn av innspenning i koblingene, ble regnet å fordeles likt på skruene i hver kobling.

For skruerekrefter fra momentoverføring mellom søyler og HBE-elementer ble $F_{I,1,i}$ definert som horisontal skjærkraft i øverste skrue i en kobling. Denne ble regnet ut med Formel 6.5, der symbolene er definert i Figur 6.10a. Utledning av denne formelen finnes på s. 32-34 og s. 38-40 i Vedlegg I. Formel 6.5 tar utgangspunkt i at moment er lik kraft ganger arm, at kraften deles på antall skruer ved siden av hverandre, og at det oppstår både vertikale og horisontale kraftpar som gir moment dersom skruene plasseres i horisontale og vertikale rader. Samtidig ble det antatt at kraften i skruene fra momentoverføring var proporsjonal med avstanden R_I mellom skruene dersom det fantes flere kraftpar med skruer i koblingen. Den største vertikale kraften $F_{I,90,1,i}$ i en skrue fra momentoverføring mellom søyler og HBE-elementer ble derfor satt lik $F_{I,90,1,i} = F_{I,1,i} \cdot \frac{R_{I,90,1}}{R_{I,1}}$. For utregning av forskyvningen i skruene ble det faktiske antallet skruer brukt for n_{hor} og n_{vert} i Formel 6.5, men i henhold til kapittel 8.7.1 i Eurokode 5 [14] ble effektivt antall skruer brukt for hver horisontale skruerad når skrueforbindelsenes bruddkapasitet ble vurdert.

$$F_{I,1,i} = \frac{R_{I,1} \cdot M_{I,i}}{\sum_{j=1} (n_{hor,j} \cdot R_{I,j}^2) + \sum_{j=1} (n_{vert,j} \cdot R_{I,90,j}^2)} \quad (6.5)$$



Figur 6.10: Verdiene $R_{I,j}$, $n_{hor,j}$ og $n_{vert,j}$

Kraften F_i i den mest belastede skruen i en kobling ble regnet ut med Formel 6.6, og det var denne kraften som ble brukt for å bestemme forskyvningen Δ i skruen. $\Delta_{I,i}$ og $\Delta_{S,i}$ ble deretter regnet ut som $\Delta_{I,i} = \Delta \cdot \frac{F_{I,1,i}}{F_i}$ og $\Delta_{S,i} = \Delta \cdot \frac{F_{S,i}}{F_i}$. Forholdet mellom kraft og forskyvning til de andre skruene i koblingen ble regnet å være lik forholdet mellom kraft og forskyvning for den mest belastede skruen.

$$F_i = \sqrt{F_{I,1,i}^2 + (F_{I,90,1,i} + F_{I,v,i} + F_{S,i})^2} \quad (6.6)$$

6.6.6 Beregningsiterasjoner ved bruk av Mathcad-ark

I formlene som er beskrevet over ble M_I og M_S regnet ut fra θ og $\Delta\theta$. For å finne $\Delta\theta$ trengtes verdien Δ_I , som igjen var avhengig av M_I og funksjonen $\Delta(F)$. På grunn av denne resiproke avhengigheten, samt at de be tatt hensyn til at $\Delta(F)$ kunne være ikkelineær, ble Mathcad-arket laget slik at det gjennomførte beregninger i flere iterasjoner. Det ble først gjettet på verdier for θ , $\Delta\theta$ og $\Delta_{S,i}$, og disse verdiene ble brukt for å regne ut M_I og M_S . θ ble deretter skalert opp eller ned for at ytre moment M_Y og indre momentreaksjoner $M_I + M_S$ skulle være mer i likevekt for neste iterasjon enn for forrige iterasjon. $\Delta\theta$ ble da regnet ut basert på forrige iterasjons M_I , og skalert opp eller ned tilsvarende skaleringen for θ . Etter dette ble $\Delta_{S,i}$ og $\Delta_{F,i}$ regnet ut fra den nye $\Delta\theta$ -verdien, og M_I og M_S ble regnet ut på nytt. Denne prosedyren ble gjentatt helt til verdiene endret seg lite for hver beregningsiterasjon.

6.6.7 Endringer i Mathcad-ark basert på FEM-analyser

Her presenteres endringer som ble gjort i Mathcad-arkene for å ta hensyn til mekanismer som ble oppdaget ved FEM-analyser.

Mathcad-ark versjon nummer to

I versjon nummer to av Mathcad-arket ble det gjort en forenkling der innspenningsmomentet $M_{I,i}$ var størst i de nederste koblingene, og at det avtok lineært mot toppen av søylene. I første versjon av Mathcad-arket ble det nemlig antatt at innspenningsmomentene var like i hver kobling. Matematisk ble den lineære forenklingen i Mathcad-ark versjon nummer to beskrevet med Formel 6.7.

$$M_{I,i} = M_{I,1} \cdot \frac{h_{soyl} - (i \cdot h_{HBE} - \frac{h_{HBE}}{2})}{h_{soyl} - \frac{h_{HBE}}{2}} \quad (6.7)$$

Mathcad-ark versjon nummer tre

I tredje versjon av Mathcad-arket ble det regnet på hvor mye søylene bøyde seg ved å bruke Formel 6.8, der $M_{soyl}(z)$ ble beregnet fra vindlasten, opplagerkraften og momentene $M_{I,i}$. Forskyvningen $\delta_{soyl}(z)$ i toppen av søylen ble videre regnet ut ved hjelp av Formel 6.9. Unntaket for disse endringene var dersom det kun var én skrue i hver kobling. Da ble det spesifisert at Mathcad-arket fortsatt skulle regne som i versjon nummer én. Årsaken til dette unntaket var at moment ikke ble overført fra HBE-elementene til søylene i hver enkelt kobling ved sammentrykking, men heller ved at det oppstod kraftarmer mellom kreftene i hver kobling, som illustrert i Figur 6.6. Å ta hensyn til bøyning i søylene ved sammentrykking av elementene ville altså krevd mer utledning ettersom formler for søylenes bøyning måtte blitt definert for enda et tilfelle.

$$\theta(z) = \int \frac{M_{soyl}(z)}{EI_{soyl}} dz + \theta_0 \quad (6.8)$$

$$\delta_{soyl}(z) = \iint \frac{M_{soyl}(z)}{EI_{soyl}} dz dz + \theta_0 \cdot z + \delta_{soyl,0} \quad (6.9)$$

I versjon nummer tre av Mathcad-arket ble det også gjort endringer i skaleringen av vinkelen θ i bunnen av søylene for overganger mellom iterasjoner. I starten av Mathcad-arket ble det, som forklart på side 84-85 i Vedlegg I, gjettet på en maks- og en minimumsverdi for vinkelen i bunnen av søylene, og momentreaksjoner ble regnet ut for disse vinklene. For hver iterasjon ble ny søylevinkel estimert basert på maks- og minimumsvinklene med tilhørende momenter for at momentreaksjonene i HBE-veggen skulle tilsvare momentet fra vindlasten. Deretter ble HBE-veggenes momentreaksjoner regnet ut for denne nye søylevinkelen, og den ble satt som ny maks- eller minimumsvinkel avhengig av om de indre momentreaksjonene i HBE-veggen var større eller mindre enn det ytre momentet fra vindlasten. Dersom Mathcad-arket ikke konvergente til et resultat ble maks- og minimumsvinklene for de siste iterasjonene skrevet inn som nye maks- og minimumsvinkler i starten av Mathcad-arket, og beregningene ble gjennomført på nytt.

6.6.8 Vurdering og kontroll av lastvirkninger

Her presenteres hvordan lastvirkninger i HBE-veggen ble vurdert og kontrollert mot tillatte verdier, basert på resultater fra de analytiske beregningene i Mathcad-arket. En viktig verdi som ble brukt til å vurdere HBE-veggen sin evne til å bidra med en avstivende effekt var horisontal forskyvning i toppen av veggen. Siden Eurokode 5 ikke gir krav til forskyvning i veggkonstruksjoner av HBE-elementer ble et krav på $\frac{l}{150}$ brukt, i henhold til nedbøyningskravet for utkragerbjelker i Eurokode 5 sitt punkt 7.2(2) [14]. Lastfaktor for vindlast ble satt lik 1,0 for beregninger i bruksgrensetilstand, og dimensjonerende verdi for limtreets E-modul ble regnet ut i henhold til punkt 2.4.1(1) i Eurokode 5 [14].

For bruddgrensetilstand ble det kontrollert for lastvirkninger som oppstod i skruer, HBE-elementer og søyler som følge av at HBE-veggen ble brukt som avstivning. Lastfaktor i bruddgrensetilstand ble satt lik 1,5 for vindlast ved denne kontrollen. For skruene ble det tatt hensyn til effektivt antall skruer som beskrevet i Kapittel 6.6.5, og kraft per effektive skrue ble kontrollert mot skruens kapasitet. Moment, skjær- og aksialkrefter i søyler og HBE-elementer ble kontrollert mot kapasitetskravene i kapittel 6.1 og 6.2 i Eurokode 5 [14].

Maks moment i HBE-elementene ble satt lik største innspenningsmoment $M_{I,maks}$ i koblingene mellom søyler og HBE-elementer, og største skjærkraft i HBE-elementer ble satt lik $F_{max,HBE} = \frac{2 \cdot M_{I,maks}}{L}$ i henhold til bjelkeformlene som omtales i Kapittel 6.6.4. Det ble også tatt med en trykkraft i HBE-elementenes lengderetning, som tilsvarte tilfellet hvor halve vindlasten overføres til de andre søylene via HBE-elementene. Vipping i HBE-elementene ble ikke vurdert nærmere ettersom elementenes ender ble skrudd fast i søylene, og at dette dermed antas å være tilstrekkelig.

For søylene ble største moment tatt fra momentformelen som ble brukt i Formel 6.8 og Formel 6.9. Det ble gjennomført kontroller der bøyespenningen fra dette momentet ble kombinert med trykkspenninger fra takets egenvekt og snølast. Lastfaktor for disse vertikale lastene ble satt lik 1,2 for egenvekt og 1,05 for snølast, siden vindlast var den dominerende lasten med tanke på avstivning. Største skjærkraft i søylene ble antatt å være i bunnen, siden det er her kreftene blir overført til opplagerne. Skjærkraften ble da satt lik summen av vindlasten ganger 0,6. Faktor 0,6 ble valgt for å ha noe sikkerhetsmargin sammenlignet med å anta en 50/50-fordeling av vindlast til de to opplagerne i hver HBE-vegg.

6.7 Gjennomføring av FEM-analyser

Det ble utført en rekke FEM-analyser, og gjennomføringen av disse presenteres i dette kapittelet. Tabell 6.2 gir en overordnet oversikt over analysene, samt en kort beskrivelse av formålet med hver analyse. En viktig årsak for gjennomføring av FEM-analysene var for å svare på forskerspørsmålet om hvordan analytiske beregninger av HBE-veggkonstruksjonens styrke og stivhet samsvarte med FEM-analyser, og for å kunne korrigere de analytiske beregningene dersom de ikke samsvarte bra med FEM-analysene. Mathcad-arket som nevnes i Tabell 6.2 er derfor det samme Mathcad-arket som beskrives i Kapittel 6.6. Videre ble karakteristiske verdier for laster og E-moduler brukt for FEM-analysene. Hver gang Mathcad-arket beskrevet i Kapittel 6.6 ble brukt for å sammenligne resultater med FEM-analysene, ble altså karakteristiske verdier brukt også i Mathcad.

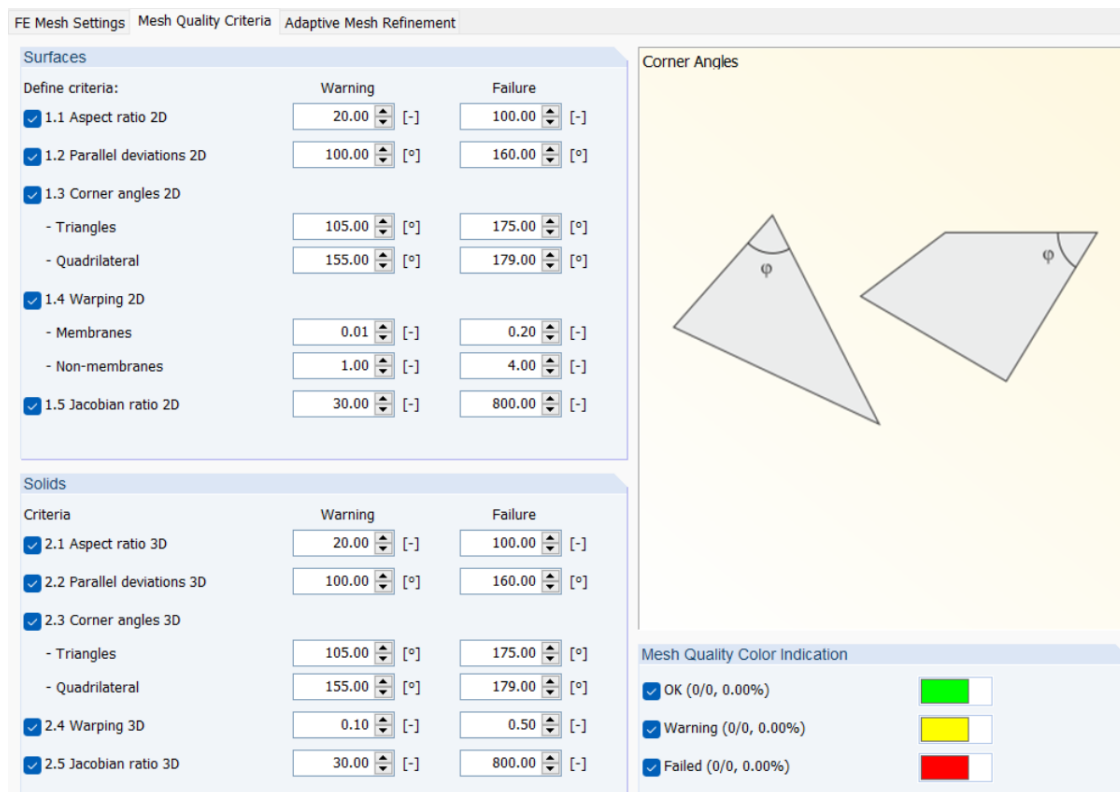
Tabell 6.2: Oversikt over FEM-analyser som ble gjennomført

Analyse av	Formål	Elementtyper	Antall analyser
Påvirkning av meshfinhet og symmetri	Forberedelser til FEM-analysene av forskyvning i skrueforbindelser	Volumelementer	12
Forskyvning i skrueforbindelser	Finne $\Delta(F)$ for skrueforbindelser	Volumelementer	4
HBE-vegg	Verifisere Mathcad-ark ved forskjellige scenarioer	Bjelkeelementer	20
HBE-vegg	Verifisere Mathcad-ark med mer nøyaktige analyser enn bjelkeelementer kan gi	Skallelementer og bjelkeelementer	2
Forskyvning i bjelkeelement-skruer	Finne $\Delta(F)$ til bjelkeelement-skruer i FEM for sammenligning med Mathcad-ark	Skallelementer og bjelkeelementer	2
Deformasjon i FEM hvis skjærmoduler var 100x større	Undersøke bøyepoppørsel i FEM og effekten av skjærdeformasjon	Skallelementer og bjelkeelementer	6

Programmet rFEM 5 fra Dlubal Software ble brukt sammen med tilleggsmodule «RF-MAT NL». For å lære seg programmet ble det benyttet opplæringsvideoer og brukermanualer for rFEM, samt epostkommunikasjon med Dlubal Support. Som en kvalitetssikring av de gjennomførte FEM-analysene ble både Dlubal Support og veileder konsultert. Videre ble UiA Grimstad sine datamaskiner med i7-prosessor og 16GB RAM benyttet.

For å ta hensyn til geometriske ikkelineariteter ble «large deformation» valgt i innstillingene for lasttilfeller i alle analysene, og Newton-Raphson metoden ble brukt for å regne på ikkelineariteter. Videre ble det kun brukt lineære elementer, ikke andre- eller tredjegrads-elementer, slik at kurvet form ved bøyning ble tatt hensyn til ved å bruke fin nok mesh. I alle FEM-modellene ble retningen på det globale aksesystemet definert som forklart i Kapittel 6.6.2. Retningen til laster som ble påført fulgte alltid globalt aksesystem.

For hver analyse der det ble brukt volumelementer eller flatelementer ble det også gjennomført en sjekk av elementformene til generert mesh. Dette ble gjort med rFEM 5 sin innebygde funksjon for å kontrollere elementform, der default-verdier ble brukt som kriterier til meshen, som vist i Figur 6.11.



Figur 6.11: Innstillinger for kontroll av elementform i rFEM 5

6.7.1 Materialmodeller

I dette underkapittelet presenteres materialmodellene som ble brukt for limtre og stål.

Trevirke

For limtre ble det brukt en ortotrop og plastisk materialmodell for volumelementer, og i rFEM benytter denne materialmodellen seg av Tsai-Wu-feilkriteriet [69]. E-moduler og skjærmoduler for FEM-modellering, samt karakteristiske fastheter for strekk, trykk og skjær ble hentet direkte fra NS-EN 14080 [32], og er som definert i Formel 6.10 og Formel 6.11. Siden kapasitetsoverskridelser i strekk ville føre til materialflyt heller enn strekkbrudd ved bruk av Tsai-Wu sitt flytkriterie ble FEM-analysene ikke brukt for kapasitetskontroller, men kun for analysing av deformasjoner. Flytmodulen E_p ble satt lik $0MPa$ for å få et horisontalt spenning-tøyningsdiagram etter flyt, i samsvar med De Luca og Sabia [33] sine funn i Figur 3.3. For linjeelementer og flatelementer ble det brukt en lineærelastisk materialmodell, fortsatt med materialegenskapene som er definert i Formel 6.10. Fiberretningen var alltid vertikal for søylene og horisontal for HBE-elementene, og som kan ses fra formlene under ble elementenes x-retning definert som fiberretning.

$$\begin{aligned} E_x &= E_{0,mean} & G_{yz} &= G_{r,mean} \\ E_y &= E_z = E_{90,mean} & G_{xy} &= G_{xz} = G_{mean} \end{aligned} \quad (6.10)$$

$$\begin{aligned} f_{t,x} &= f_{t,0,k} & f_{c,x} &= f_{c,0,k} & f_{v,yz} &= f_{r,k} \\ f_{t,y} &= f_{t,z} = f_{t,90,k} & f_{c,y} &= f_{c,z} = f_{c,90,k} & f_{v,xz} &= f_{v,xy} = f_{v,k} \end{aligned} \quad (6.11)$$

For å velge poissontall ble det tatt utgangspunkt i de empiriske verdiene i Tabell 3.1. I tillegg er det et krav for ortotropiske materialer i rFEM at Formel 3.2 følges, derfor ble poissontallene skalert slik at dette ble tilfelle. Valgte verdier for poissontallene er vist i Tabell 6.3, og utregningen av disse kan finnes i Vedlegg J. Ved valg av materialmodell ble det sett vekk fra effekten av kvister i trevirket, samt at det ble antatt at limskjøter ga fullt samvirke mellom lameller.

Tabell 6.3: Valgte verdier for poissontall til FEM-modellering

	$\nu_{0,90}$	$\nu_{90,0}$	$\nu_{90,90}$
GL20h - HBE	0,510	0,018	0,386
GL30c - søyler	0,635	0,015	0,386

Stål

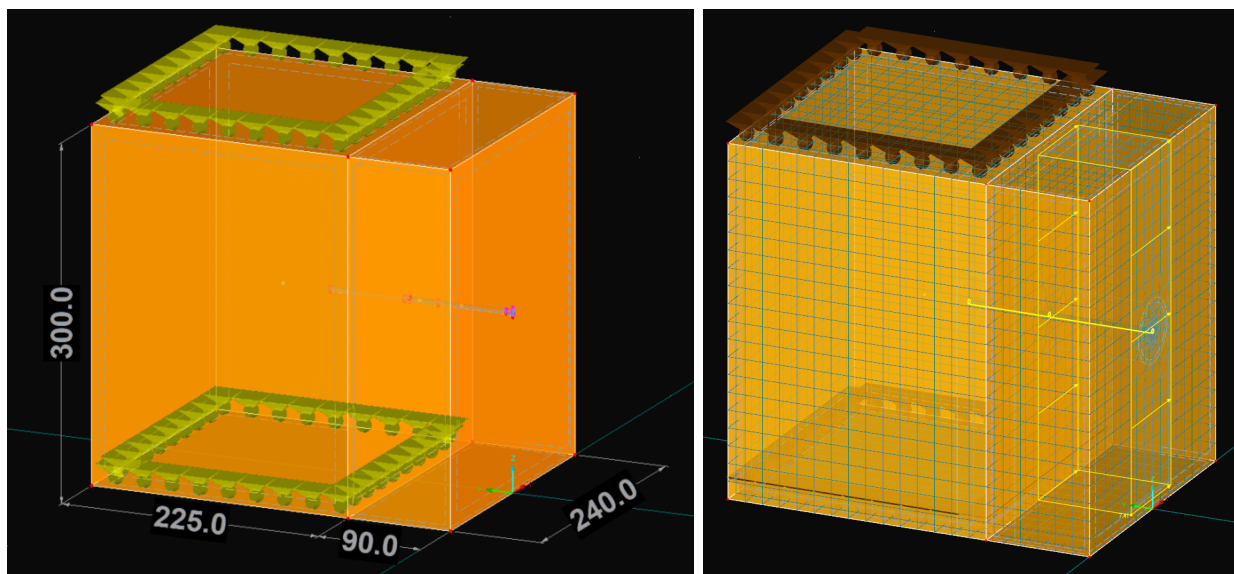
For stålmaterialet til skrueforbindelsene ble det brukt en isotrop og plastisk materialmodell. E-modulen ble satt til $210\,000\text{MPa}$ og flytspenning til 990MPa , i henhold til ETA-godkjenningen for SFS-skrueene som ble brukt på Aanesland fabrikker [93]. Poissontallet ble satt lik 0,3, da dette er vanlig for stålmaterialer [94], og videre ble skjærmodulen satt til $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 80769\text{MPa}$. Som for trematerialene ble E_p satt lik 0MPa , altså en horisontal spenning-tøyning-kurve når stålet flyter.

6.7.2 Forskyvning i skrueforbindelser

Det ble gjennomført flere FEM-analyser for å finne ut hvor mye søyler og HBE-elementer forskyver seg i forhold til hverandre ved belastning når de er skrudd sammen, og disse analysene er beskrevet i dette underkapittelet. Aller først ble det gjennomført testanalyser for å vurdere effekten av elementstørrelser og anvendelse av symmetribetingelser på beregningstiden og nøyaktigheten av resultatene. Deretter ble det gjennomført analyser av forskyvningen i skrueforbindelser for flere skruestørrelser.

Testanalyser av elementstørrelser og symmetribetingelser

Modellen for testanalysene ble laget i volumelementer og bestod av to sammenskrudde trekomponenter med dimensjoner som vist i Figur 6.12a. Den største trekomponenten ble laget i GL30c, og den andre i GL20h. Trekomponentenes fiberretning ble modellert ortogonalt på hverandre, slik at komponenten i GL20h hadde fiberretning i x-retning og tilsvarte en bit av et HBE-element, og GL30c-komponenten hadde fiberretning i z-retning og tilsvarte en bit av en søyle. Kontakttegenskapene mellom de to trekomponentene ble definert som kun normalkraft i trykk. Opplagerbetingelser som hindret bevegelse i x-, y- og z-retning ble påført GL30c-trekomponenten i topp og bunn, som vist i Figur 6.12. I tillegg ble det påført en jevnt fordelt last i x-retning på GL20h-trekomponenten som illustrert i Figur 6.12b. Det ble ikke tatt hensyn til singulariteter ved testing av skrueenes forskyvning, siden krefter ikke ble ledet inn i punkter eller endimensjonale linjer når volumelementer ble brukt.

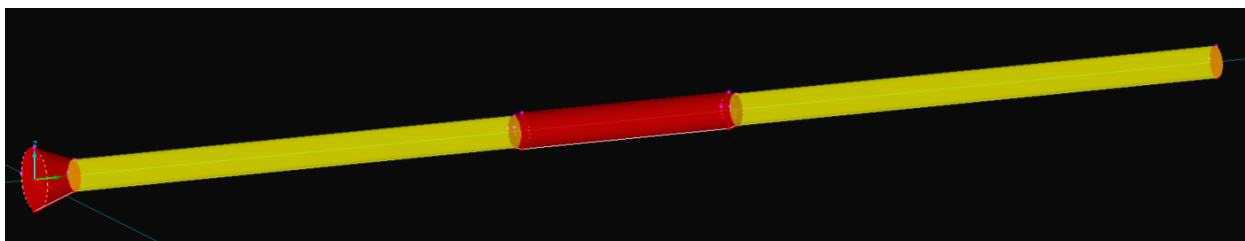


(a) Testmodellens geometri

(b) Påført last er merket i gult

Figur 6.12: Modell for kontroll av forskyvning i skrueforbindelsene

For skruens dimensjoner ble det tatt utgangspunkt i skruene som ble brukt til å feste HBE-elementene til søylene på Aanesland Fabrikker [93]. Med dette ble skruen modellert som vist i Figur 6.13 med lengde 160mm , hvorav de to gule områdene i figuren representerer de gjengede delene av skruen. Hver av de gule områdene ble modellert med en lengde lik 65mm og med diameter 4mm som tilsvarte kjernediameteren i den gjengede delen. Det midtre området i rødt ble modellert med en lengde lik 30mm og med diameter $4,6\text{mm}$. I tillegg ble skruehodet modellert med 8mm diameter og en lengde på $5,4\text{mm}$.



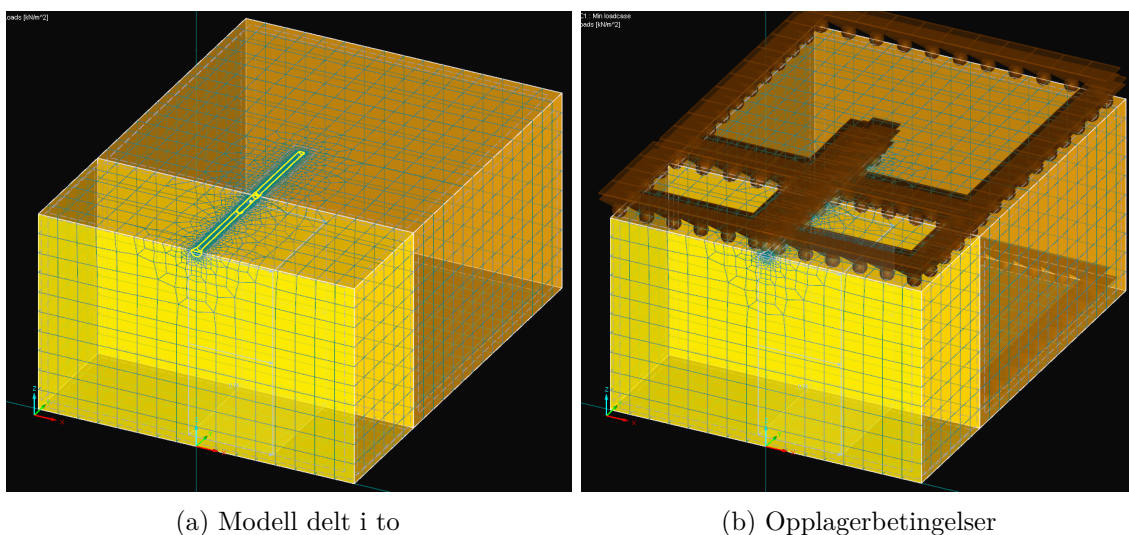
Figur 6.13: Geometrien til modellert skrue

De gule flatene i Figur 6.13 hadde definert kontakt til trevirket som normalkraft kun i trykk, og som fullt samvirkende i skruens lengderetning, siden gjengene hindret skruen fra å bevege seg i forhold til treet i denne retningen. Kontakten for rotasjon om skruens akse ble vilkårlig definert som en fjærkonstant på $0,1\text{kN}/\text{mm}^3$ i de gule områdene. Hensikten med dette var å sette en motstand mot rotasjon som var lav nok til å ikke påvirke resultatene i vesentlig grad, men likevel hindret rotasjon mellom konstruksjonskomponentene. De røde flatene i Figur 6.13 hadde definert kontaktegenskaper som kun normalkraft i trykk, altså ingen kontakt i skruens lengderetning og ingen rotasjonskontakt. Unntaket var skruens endeflate, der det ble definert full kraftoverføring til treet for å begrense mengden kontaktelementer og slik redusere analys tiden.

For å teste ut hvor fin mesh det var behov for ble den fordelte lasten satt slik at den tilsvarte en total last i skruen på $0,02\text{kN}$, siden det viste seg at analysene tok betydelig kortere tid ved redusert belastning. Det ble antatt at en analyse som ga presise resultater for lav belastning også ville gi gode resultater ved større belastning. Videre ble spenninger, tøyninger og forskyvninger notert for forskjellige elementstørrelser. Siden selve hensikten med FEM-analysene i dette underkapittelet var

å finne ut av hvor mye de to trekomponentene forskjøv seg i forhold til hverandre, var forskyvningen den viktigste verdien som ble notert. Denne verdien ble satt lik horisontal forskyvning i midten av skruehodet.

For å redusere beregningstiden ble modellen delt i to i det horisontale planet som vist i Figur 6.14a, siden geometri, opplagerbetingelser og belastning var symmetrisk om dette planet. Opplagerbetingelser som hindret bevegelse i z-retning ble påført i symmetriplanet, illustrert i Figur 6.14b. Det ble deretter gjennomført nye analyser med varierende elementstørrelser, tilsvarende det som er beskrevet over, for å undersøke innvirkningen av å anvende symmetri. Den fordelte lasten hadde samme verdi i $\frac{kN}{m^2}$ som i analysen før symmetri ble anvendt, slik at det tilsvarte $0,02kN$ last for en hel skrue. Siden skruene i symmetrimodellen ikke kunne rotere om sin egen akse på grunn av opplagerbetingelsene, ble det ikke lenger påført en fjærkonstant på $0,1kN/mm^3$ for rotasjon i kontakten mellom skruen og treet. En annen endring som ble gjort ved anvendelse av symmetribetingelser var at ved modellering av geometrien ble alle overflater, volumer og åpninger definert direkte ved bruk av noder og linjer. Før symmetri var anvendt hadde hullet i treet der skruen skulle være, blitt laget indirekte ved å definere en åpning i treelementene der skruen befant seg. Videre, dersom det var store forskjeller mellom resultatene for FEM-modellen med og uten anvendelse symmetri, ble forskjeller mellom modellene undersøkt nærmere for å finne årsaken til avviket mellom dem.



Figur 6.14: Endring av modell for å anvende symmetri

Analysen av forskyvning i forskjellige skrueforbindelser

Etter testene av elementstørrelser var gjennomført ble forskyvningen i skrueforbindelsen, altså skruehodets horisontale forskyvning, notert ved forskjellige laststørrelser for å gi et estimat på $\Delta(F)$. Modellen som anvendte symmetri ble brukt, og elementstørrelser ble valgt med nøyaktighet og beregningstid i tankene, basert på resultatene fra testene av elementstørrelser.

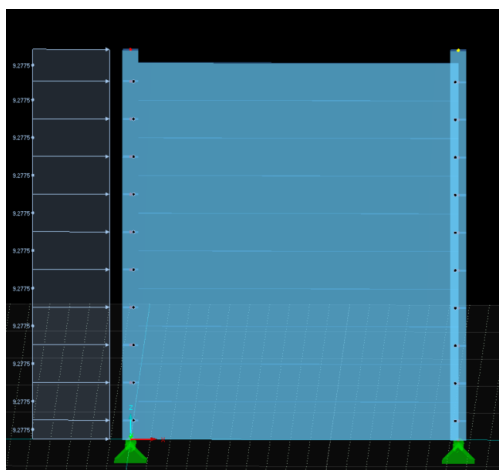
Forskyvningen ble analysert for tre forskjellige skruer. Den ene skruen var den samme som ble brukt i testen av elementstørrelser. Den andre skruen hadde tilsvarende lengde, form og kontaktegenskaper som skruen i testen av elementstørrelser, men var tykkere. Mer spesifikt hadde denne skruen en diameter på $5,4mm$ i de gjengede delene, og på midten var den $6,3mm$ i diameter. Skruehodet var $6,5mm$ langt og hadde en diameter på $10mm$. Den tredje skruen hadde en uniform diameter på $7mm$, og var like lang som de to andre skruene. Hele lengden til den tredje skruen ble definert til å ha fullt samvirke med treet i skruens lengderetning, siden dette skulle være en skrue med gjenger i hele skruen. Skruehodet på denne skruen var $8mm$ langt og $14mm$ i diameter.

Lasten som ble påført i analysene av skruenes forskyvning ble påført som en fordelt last slik som i testene av elementstørrelser. Den ble påført i flere laststeg der hvert laststeg tilsvarte en kraft på $0,02kN$ i en hel skrue, altså $0,01kN$ for modellen som var kuttet i to. I innstillingene til rFEM ble det spesifisert at resultatene skulle lagres for hvert laststeg. Da kunne skruenes forskyvning leses av for hver $0,02kN$, noe som gir en jevn kurve med målepunkter.

For å få så mange målepunkter som mulig ble laststørrelsen økt helt til rFEM ga en feilmelding om at modellen var ustabil på grunn av for høy last. Ved denne feilmeldingen sletter rFEM resultatene, slik at analysen måtte gjennomføres på nytt opp til en last som var rett under lasten som førte til en ustabil modell. Hver analyse av skruenes forskyvning ble altså gjennomført to ganger: Én gang for å finne ut hvor stor last som kunne påføres i FEM før modellen ble ustabil, og én gang for å finne skruens forskyvning $\Delta(F)$ for den lasten som kunne påføres.

6.7.3 Verifisering av beregninger for momentstivhet i koblinger

For å kontrollere at fordelingen av innspenningsmoment til hver kobling ble som antatt i Mathcad-arket beskrevet i Kapittel 6.6, ble HBE-veggen modellert i en FEM-modell bestående av bjelkeelementer. FEM-modellene beskrevet i dette underkapittelet blir derfor videre kalt for bjelkemodeller. For søylene ble senteravstanden satt lik $5000mm$ og høyden satt til $6000mm$. Søylene bredde i HBE-elementenes lengderetning var $240mm$ og søylene bredde i HBE-elementenes tverretning var $225mm$. HBE-elementenes tverrsnitt ble definert som $90mm$ bredt og $580mm$ høyt, og det ble plassert 10 HBE-bjelker med en avstand på $580mm$ mellom hverandre. Det nederste HBE-elementet var plassert $\frac{580mm}{2} = 290mm$ fra bunnen av søylene, ettersom bjelkeelementene i FEM plasseres i HBE-elementenes midtre del. I bunnen av søylene ble det definert opplagere som tok opp krefter i x-, y- og z-retning og som tok opp moment om x- og z-retning, men ikke moment om y-retning. Det ble videre påført en vindlast som en fordelt last med størrelse $9,2775kN/m$. Se Kapittel 6.8 for hvorfor $9,2775kN/m$ ble valgt. Med tanke på elementstørrelser ble hvert HBE-element og hver del av søylene mellom HBE-elementene delt inn i 10 bjelkeelementer. En illustrasjon av geometrien til bjelkemodellen er vist i Figur 6.15.

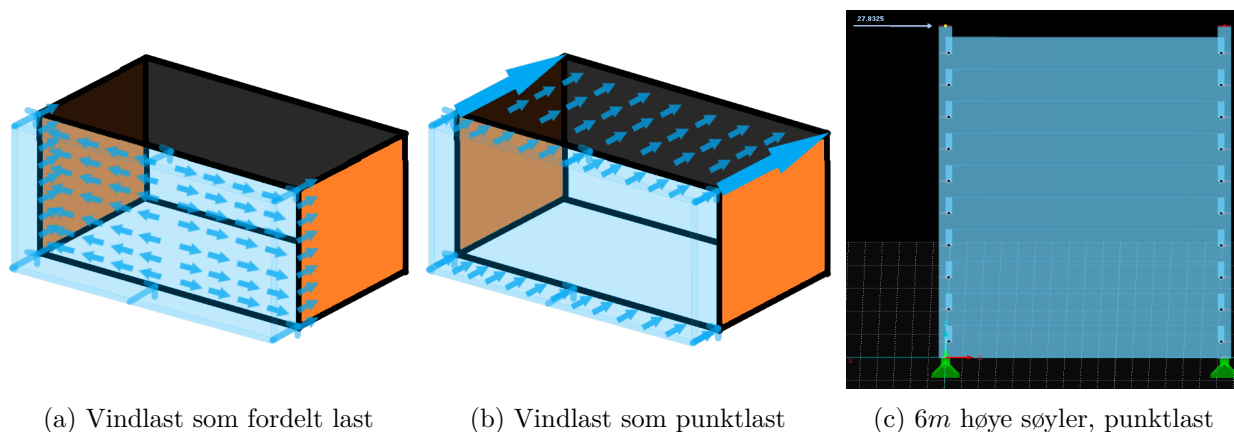


Figur 6.15: 6m høye søyler

FEM-analysene med bjelkemodeller ble gjennomført i flere varianter. For det første ble graden av innspenning i koblingene mellom HBE-elementene og søylene variert. Innspenningene ble satt til å være $1\,000 \frac{kNm}{rad}$, $3\,000 \frac{kNm}{rad}$, $10\,000 \frac{kNm}{rad}$, $30\,000 \frac{kNm}{rad}$ og fullt innspent. I tillegg til modellen vist i Figur 6.15 ble det også gjennomført analyser for tre andre tilfeller, som forklart i de neste avsnittene.

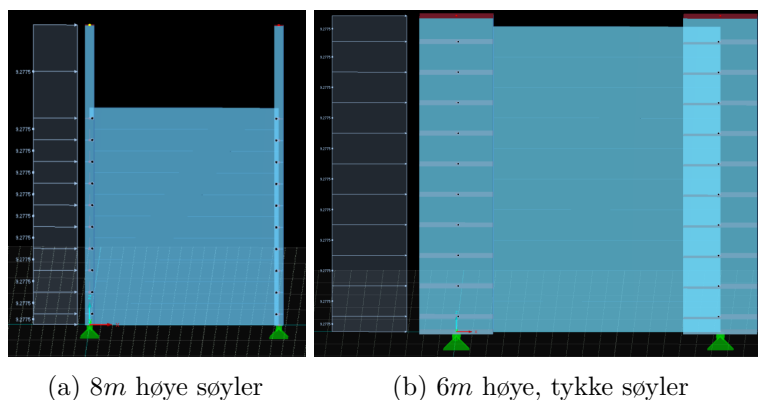
Det ene tilfellet, vist i Figur 6.16c, var at vindlasten ble påført som en punktlast i toppen av HBE-veggen. Grunnen til at punktlast i toppen av HBE-veggen var et tilfelle som ble testet, var fordi det var uvisst hvordan vindlasten som traff byggets langsider ville fordeles til byggets kortsider. En mulighet var at vindlasten ble overført horisontalt gjennom langsiden, slik at den traff kortsidene som en fordelt last som vist i Figur 6.16a. Den andre muligheten, illustrert i Figur 6.16b, var at vindlasten som traff byggets langsider ble overført i vertikal retning, slik at halvparten gikk inn

i opplagerne på langsiden og den andre halvparten ble overført til taket. Taket ville da overføre lasten videre til byggets kortsider som en punktlast i toppen av kortsideweggene. Siden virkeligheten sannsynligvis ville ligge et sted mellom disse to tilfellene, altså at noe vindlast traff kortsiden som fordelt last og at noe ble overført via taket som en punktlast, ble FEM-analysene i Figur 6.15 og Figur 6.16c brukt som to ytterpunkter. Størrelsen til denne punktlasten ble satt lik halvparten av den fordelte vindlasten ganget med veggens høyde. Dette fordi det ble antatt at halvparten av vindlasten ble ledet direkte inn i fundamentene dersom den andre halvparten ble ledet til toppen av veggen.



Figur 6.16: Kontroll av innspenningsmoment dersom vindlast påføres som punktlast i veggens topp

Et annet tilfelle det ble gjennomført FEM-analyser for var dersom søylene var 8000mm høye, men at det fortsatt kun var 10 HBE-elementer, som vist i Figur 6.17a. Et tredje tilfelle som ble analysert, vist i Figur 6.17b, var dersom søylene ble 1000mm tykkere i hver retning. Resultatene fra dette tilfellet ble brukt for å undersøke hva som ville skje dersom søylene var tykkere og stivere.



Figur 6.17: Modellert geometri for kontroll av innspenningsmoment

For å finne ut hvor mye moment som ble tatt opp i hver kobling mellom søyler og bjelker i FEM-analysene ble momentdiagrammet lest av på HBE-bjelkenes ender. Videre, for å oppnå ønsket grad av innspenning i Mathcad-arket for sammenligning med FEM-analysene ble funksjonen for $\Delta(F)$ i Mathcad endret slik at forholdet mellom innspenningsmomentet $M_{I,1}$ og vinkeldifferansen $\Delta\theta$ mellom søyle og HBE-element ble 1 000kNm/rad, 3 000kNm/rad, 10 000kNm/rad, 30 000kNm/rad eller 1 000 000kNm/rad dersom det skulle regnes for full innspenning. Følgende ble notert for alle tilfeller:

- Innspenningsmomentet i hver kobling, avlest fra HBE-elementenes ender
- Horizontal forskyvning i x-retning i toppen av HBE-veggen
- Søylenes rotasjonsvinkel

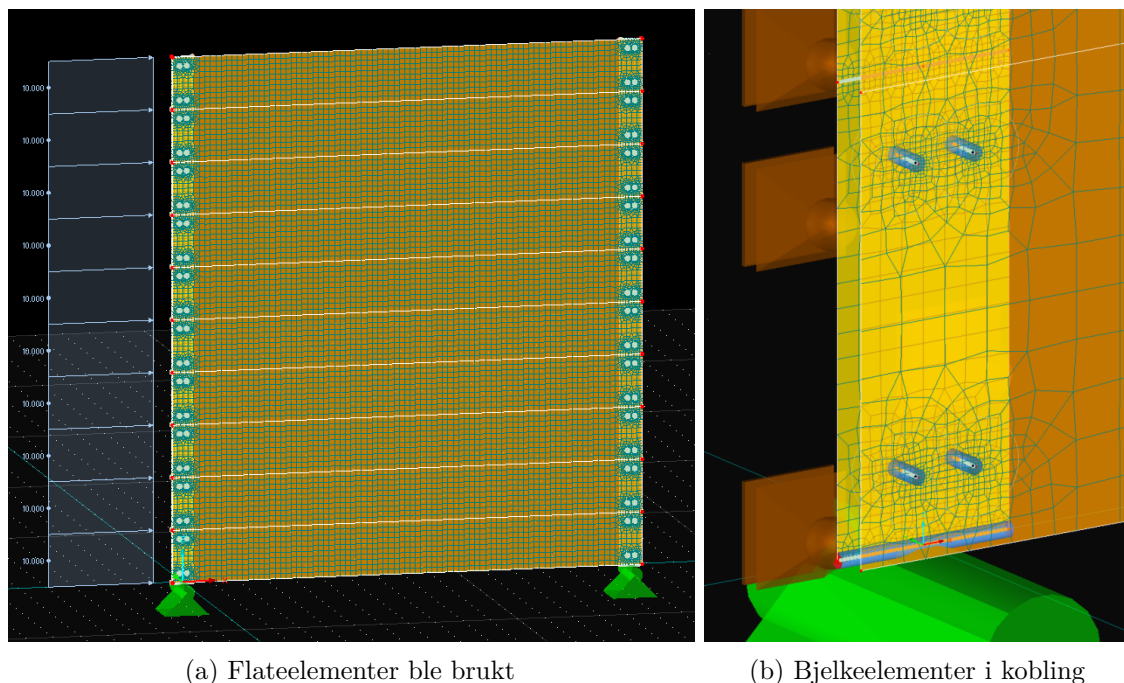
6.7.4 Verifisering av beregninger ved bruk av skallelementer

Det ble gjennomført enda noen FEM-analyser, med den hensikten å kontrollere de analytiske beregningene i Mathcad-arket med mer nøyaktige analyser enn hva som var mulig med kun bjelkeelementer. I disse analysene ble HBE-elementene og søylene modellert med skallelementer og skrueforbindelsene ble modellert som bjelkeelementer, som vist i Figur 6.18. Disse analysene blir derfor kalt for skallelementanalyser. En av skallelementanalysene som ble gjennomført var for å kontrollere beregningene for sammentrykking av HBE-elementer, og en annen skallelementanalyse ble brukt som en endelig kontrollanalyse av de analytiske beregningene. I tillegg til dette ble det gjennomført to analyser av skrueforbindelsene sin forskyvning i skallelementanalysene. Først gis en generell beskrivelse av modellen som ble brukt for skallelementanalysene, og deretter spesifiseres forskjellene mellom de ulike analysene.

Oppbygning av FEM-modell for skallelementanalyser

Søylene av skallelementer ble laget 240mm brede i HBE-elementenes lengderetning og 5800mm høye, samt at tykkelsen til skallelementene var 215mm. Videre ble HBE-elementene laget 5240mm lange og 580mm høye med en tykkelse på 90mm. Avstanden mellom søyleelementene og HBE-elementene ble satt til 50mm i y-retning, for at søyler og HBE-elementer skulle kunne kobles sammen med bjelkeelement-skruer i analysen. Bjelkeelement-skrueene ble modellert som sirkulære elementer i stål med en diameter på 20mm. En jevnt fordelt last på $10 \frac{kN}{m}$ ble påført søylene som vist i Figur 6.18a, og denne ble påført i 100 laststeg.

I bunnen av søylene ble det lagt inn opplagere som tok krefter i x-, y- og z-retning og moment om x- og z-retning. Ifølge Dlubal Software [95] kunne torsjon i søylene bli uriktig utregnet når rFEM sine skallelementer ble brukt. Siden torsjon i søylene og krefter i y-retning ikke er vesentlig for disse analysene ble søylene tildelt opplagere som tok krefter i y-retning i hele flaten, som vist i Figur 6.18b, slik at torsjon ikke ville oppstå.



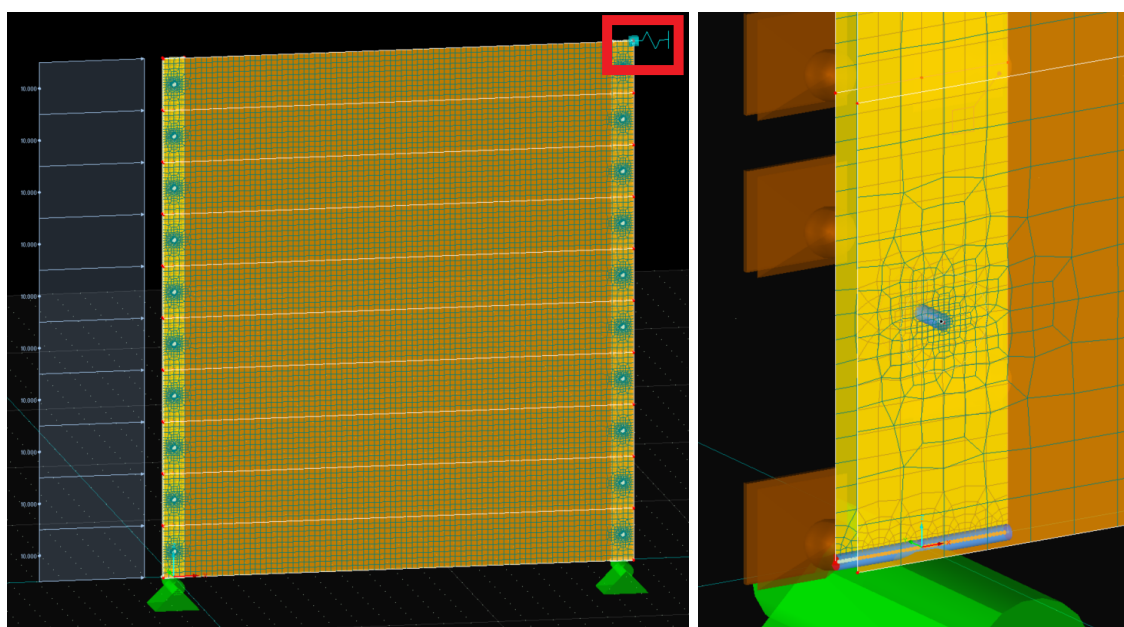
Figur 6.18: Oppbygning for modell med flatelementer

Som vist i Figur 6.18a ble HBE-veggen bygd opp av 10 HBE-elementer. Det ble definert kontakttegenskaper mellom HBE-elementene slik at de kunne gli fritt i lengderetningen, og som fullt samvirke på tvers av HBE-elementene. Det ble også definert kontakt i trykk, men ikke i strekk, i z-retning mellom HBE-elementene.

Elementstørrelser ble satt lik 60mm i HBE-elementene, 30mm i søylene og 5mm i bjelkeelementene. I tillegg ble det definert at der bjelkeelementene møtte skallelementene skulle skallelementenes mesh ha en elementstørrelse på 4mm , og at elementstørrelsen skulle økes gradvis til 30mm over en radius på 60mm . Siden spenninger overføres fra en flate til ett enkelt punkt ved bjelkeelementene ble det definert et område på 7mm i diameter med spenningsutjevning rundt hver skrue for å unngå spenningstopper fra singulariteter. For å unngå singularitetsproblematikk ved opplagerne i bunnen av søylene ble det lagt inn bjelkeelementer langs søylenes bunn slik at kreftene fordelte seg ut i hele søylenes bredde, som vist i Figur 6.18b. I tillegg ble alle materialene definert som lineærelastiske materialer uten ikkelineære egenskaper som nevnt i Kapittel 6.7.1, siden spenningstopper førte til materialflyt i områdene der bjelkeelement-skrueene traff skallelementene, noe som igjen førte til at modellen ble ustabil.

Skallelementanalyse for sammentrykking av elementer

For å kontrollere de analytiske beregningene for sammentrykking av elementer ble det laget en tilsvarende modell som vist i Figur 6.18, men med tre endringer. En endring fra modellen i Figur 6.18 var at i modellen der sammentrykking av elementer ble kontrollert ble det plassert kun én skrue i koblingene mellom søyler og HBE-elementer, slik som vist i Figur 6.19. Dette var for at det skulle være null innspenning i koblingene, slik at sammentrykking av HBE-elementene var den eneste mekanismen som bidro til avstivning i veggen.



(a) Oversikt

(b) Kun én skrue i koblinger

Figur 6.19: Modell for verifikasjon av beregninger for sammentrykking av HBE-elementer

De to andre endringene fra modellen i Figur 6.18 var kun tekniske endringer for at rFEM skulle klare å regne seg frem til et svar. Den ene av disse endringene var at kontaktegenskapene mellom HBE-elementer ble endret slik at elementene ikke kunne slippe hverandre ved strekkrefter i z-retning. Årsaken til denne endringen var at rFEM ikke klarte å iterere seg frem til en løsning dersom HBE-elementene kunne slippe hverandre i z-retning. Ved sammentrykking av HBE-elementer vil det kun oppstå trykkrefter mellom HBE-elementene, slik at de ikke vil slippe hverandre i z-retning uansett. Den andre tekniske endringen som ble gjort var at det ble lagt inn en fjæropplager i toppen av HBE-veggen som er markert med rød firkant i Figur 6.19a. Denne ble lagt inn for å gi en teoretisk motstand mot horisontal forskyvning i HBE-veggen da rFEM ikke klarte å starte beregningene uten en slik opplager. Fjæropplageret ble definert til å motstå $0,001\text{kN}$ per m forskyvning i x-retning.

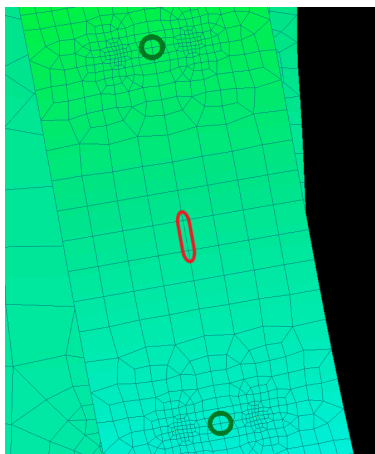
Resultatene som ble hentet fra denne FEM-analysen for sammenligning med Mathcad-ark var horisontal forskyvning i toppen av HBE-veggen, samt opplagerkrefter. På grunn av enda flere utfordringer med konvergeringen ble FEM-analysen for sammentrykking av HBE-elementer gjennomført i tre versjoner. I den ene versjonen ble presisjonskriteriet for at modellen skulle oppnå konvergens satt lik default-verdien på 1,0%. I de to andre versjonene ble samme analyse gjennomført, men med et presisjonskrav på 0,4% og 0,05%, slik at kravet for konvergering var strengere.

Skallelementanalyse for endelig verifikasjon av Mathcad-arket

Som en endelig kontroll av de analytiske beregningene i Mathcad-ark nummer tre ble det gjennomført en skallelementanalyse der modellen var som vist i Figur 6.18. Som Figur 6.18b viser ble det for denne analysen brukt fire skruer i hver kobling mellom søyler og HBE-elementer. Avstanden mellom skruene ble satt til 80mm i x-retning og 380mm i z-retning. Resultatene som ble hentet ut fra denne analysen for sammenligning med analytiske beregninger i Mathcad-ark nummer tre var som følger:

- Horisontal forskyvning i toppen av veggen
- Opplagerkrefter i bunnen av hver søyle
- Skjærkreftene i alle skruene
- Innspenningsmomentet $M_{I,i}$ i HBE-elementenes ender ble regnet ut fra skruerekraftene og avstandene mellom skruene
- Rotasjonsvinkelen til søylene i midten av hver kobling
- Rotasjonsvinkelen til søylene, målt mellom skruene i hver kobling
- Kontakttrykk mellom HBE-elementer
- Normalspenninger og skjærspenninger i søyler og HBE-elementer

For utregning av største skjærkraft i skruene i de analytiske beregningene som ble sammenlignet med skallelementanalysen, ble effektivt antall skruer regnet i henhold til Eurokode 5 [14] som om effektiv skruediameter var under 6mm. Rotasjonsvinkelen til søylene ble lest av to forskjellige steder i hver kobling, som illustrert i Figur 6.20. Vinkelen i midten av koblingene ble lest av ved å ta gjennomsnittet av rotasjonen til de to nodene markert med rødt i Figur 6.20. Vinkelen som er beskrevet som «målt mellom skruene i hver kobling» i punktlisten over ble regnet ut fra den horisontale forskyvningen til de to nodene markert med grønt i Figur 6.20.



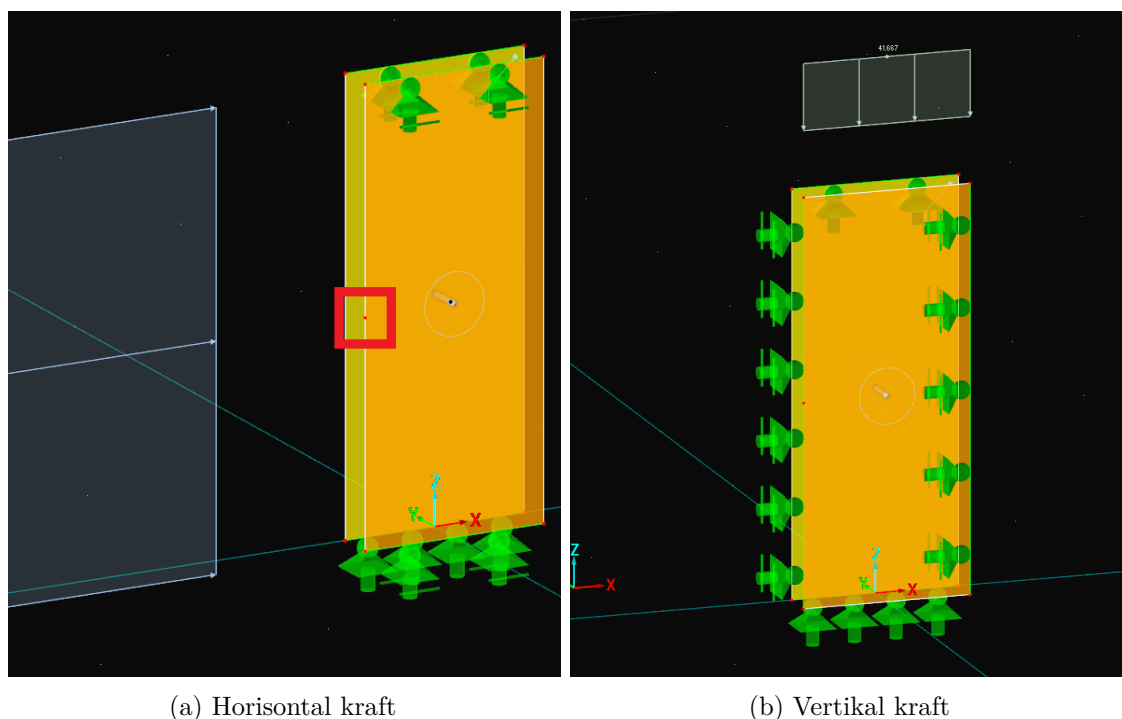
Figur 6.20: Avlesning av søylenes rotasjonsvinkel

Normalspenningene som ble lest av i søylene og HBE-elementene ble delt på $f_{m,d}$ i henhold til Eurokode 5 [14] for å finne utnyttelsesgraden for kombinert bøyning og aksialtrykk. Tilsvarende ble skjærspenningene delt på $f_{v,d}$ for å finne utnyttelsesgraden i skjær i henhold til Eurokode 5 [14]. Dersom spenningene toppet seg i områder med singulariteter ble største spenning lest av et stykke unna spenningstoppen. I slike tilfeller ble det brukt skjønn for å avgjøre hvor langt unna spenningstoppene spenningene skulle leses av. Videre, for å komplimentere denne skallelementanalysen ble det laget en bjelkeelementanalyse tilsvarende de som er beskrevet i Kapittel 6.7.3, med en innspenningsgrad som svarte til innspenningsgraden i skallelementanalysen. Denne bjelkeelementanalysen ble brukt for visuell sammenligning, og med unntak av største horisontale forskyvning i HBE-veggen ble ingen tallverdier hentet fra den.

Test av forskyvningen i bjelkeelement-skruer

Forskyvningen $\Delta(F)$ ble undersøkt for bjelkeelementene i skallelementanalysene. Dette ble gjort for at resultater fra skallelementanalysene skulle kunne sammenlignes med resultater fra Mathcad-arket dersom $\Delta(F)$ i Mathcad ble definert tilsvarende skallelementanalysene sin $\Delta(F)$. For å finne $\Delta(F)$ for skallelementanalysen ble to testanalyser gjennomført. Den ene testanalysen testet $\Delta(F)$ for horisontal belastning i skruen, vist i Figur 6.21a, og den andre testet for vertikal belastning, vist i Figur 6.21b.

Modellene for testanalysene bestod av to flater på 300mm ganger 240mm som var plassert 50mm fra hverandre i y-retning, med en skrueforbindelse av bjelkeelementer som tidligere beskrevet. Den ene flaten var av kvalitet GL30c og tilsvarte en bit av en søyle, mens den andre flaten var av GL20h-kvalitet og tilsvarte en bit av et HBE-element.



Figur 6.21: Test av forskyvning i bjelkeelement-skruer

Lasten ble påført som en fordelt last på totalt 10kN som vist i Figur 6.21, og ble påført i 10 laststeg. Også her ble det spesifisert i innstillingene til rFEM at resultatene for hvert laststeg skulle lagres. GL20h-flaten ble tildelt linjeopplagere som hindret bevegelse på tvers av lastretningen, og GL30c-flaten ble påført faste leddlagere i topp og bunn, som vist i Figur 6.21. For hvert laststeg ble forskyvningen lest av på midten av elementet, som markert med rødt i Figur 6.21a. Forholdet mellom denne forskyvningen og påført last ble brukt for å definere $\Delta(F)$ i Mathcad-arket da Mathcad-arket og skallelementanalysene ble sammenlignet.

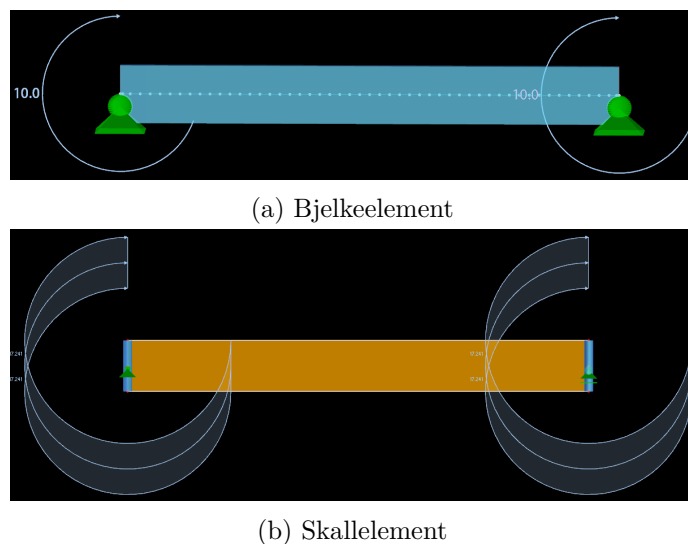
6.7.5 Tilleggsanalyser for å undersøke elementers deformasjon i rFEM

Det ble gjennomført noen tilleggsanalyser for å kontrollere at deformasjonsoppførselen til bjelker i rFEM samsvarte med bjelkeformler fra Haugans Formler og Tabeller [91] og MechaniCalc [92].

Test av bøyning i bjelker

Det ble laget en FEM-modell av en fritt opplagt bjelke med bjelkeelementer og en modell med skallelementer, som vist i Figur 6.22. Dimensjonene, materialegenskapene og elementstørrelsene for de fritt opplagte bjelkene i modellene var det samme som ble brukt for HBE-elementer i tidligere analyser. I tillegg ble bjelkeelementer modellert langs endene til skallelementmodellen, som kan ses i Figur 6.22b, for at vinkelen skulle være lik for alle flatelementene i endene. Disse bjelkeelementene ble laget i et lineærelastisk materiale med $E = 21\,000\,000\text{GPa}$ og med en diameter på 50mm , for at de ikke skulle bøyes.

For testing av deformasjonsoppførselen til bjelkene ble det påført et moment på 10kNm i hver ende, som vist i Figur 6.22. For modellen med skallelementer ble dette momentet påført som et linjemoment langs endene. Deretter ble rotasjonsvinkelen i bjelkenes ender avlest. Vinkelen i bjelkenes ender ble sammenlignet med hva vinkelen ville være ved 10kNm ifølge bjelkeformelen $\theta_{HBE} = \frac{ML}{6EI}$ fra Haugans Formler og Tabeller [91] og MechaniCalc [92].



Figur 6.22: Test av bøyning i HBE-elementer

Endring av tidligere FEM-analyser for å undersøke skjærdeformasjoner

For å undersøke effekten skjærdeformasjoner har på bøyepoppførselen i bjelker ble det gjennomført enda to analyser med geometri og belastning som i Figur 6.22. Den eneste forskjellen fra de to første analysene var at skjærmodulene ble satt 100 ganger høyere enn hva de hadde vært tidligere. Alle andre faktorer enn skjærmodulene var identiske for de to settene med tilleggsanalyser.

For å undersøke hvor mye skjærdeformasjoner hadde å si for forskyvningen i toppen av HBE-veggen ble FEM-analysen som er beskrevet som «skallelementanalysen for endelig verifikasjon» i Kapittel 6.7.4 gjennomført på nytt, men med den endringen at skjærmodulene ble satt 100 ganger større enn verdiene fra Eurokode 5 [14]. Bjelkeelementanalysen som ble gjennomført for å komplimentere denne skallelementanalysen ble også gjennomført på nytt med skjærmoduler som var 100 ganger større enn tidligere. Kun forskyvningen i toppen av HBE-veggen ble notert fra disse analysene.

6.8 Dimensjonering av avstivende HBE-vegger

For å undersøke hvilken avstivende effekt som kan oppnås med sammensatte veggelementer av limtre ble versjon nummer tre av Mathcad-arket, beskrevet i Kapittel 6.6, brukt til å dimensjonere HBE-veggenes oppbygning ved forskjellige valg av skruer og forskjellige tilnærminger for skruenes

forskyvning $\Delta(F)$. For disse beregningene ble høyden som vindlasten virket på satt lik 9000mm , og det ble regnet på en vegg bestående av 14 HBE-elementer, da dette var oppbygningen som ble valgt for gavlveggene i caset. Videre ble det regnet med en karakteristisk vindlast på $9,2775 \frac{kN}{m}$, der m betegner høydemeter i veggen. Tallet $9,2775 \frac{kN}{m}$ kom av vindlastberegningene i Ove Sletten sitt lastberegningsprogram, samt at det ble antatt at hver av de to HBE-veggene i gavlveggen bidro med like mye avstivning.

Skruene som ble brukt i denne testen var identiske til de som ble brukt for FEM-analysene av skruenes forskyvning i Kapittel 6.7.2. Med andre ord ble det brukt skruer med kjernediametere på 4mm , $5,4\text{mm}$ og 7mm og gjengediametere på henholdsvis $6,5\text{mm}$, $8,2\text{mm}$ og 10mm . Det ble antatt forboring for alle skruene siden dette var et krav i Eurokode 5 [14] for skruer med kjernediameter over 6mm , samt at for skruer med kjernediameter under 6mm ble Eurokode 5 sine krav til avstand mellom skruer vesentlig strengere dersom de ikke hadde forboring. Antall skruer ble valgt basert på hva som var nødvendig for å tilfredsstille krav i ULS og SLS. Dersom avstandskrav gjorde at det ikke var plass til nok skruer i koblingene mellom søyler og HBE-elementer ble søylene gjort bredere for å gi plass til det antallet skruer som krevdes for å tilfredsstille krav i ULS og SLS.

I tillegg til å dimensjonere HBE-veggen for tre skruestørrelser ble det dimensjonert HBE-vegger for et tilfelle der HBE-elementene var 1000mm høye istedenfor 580mm , og for et tilfelle der veggens høyde ble redusert til 6000mm . Skruer med en kjernediameter på 7mm ble brukt for disse tilfellene.

Den ene tilnærmingen som ble brukt for skruenes forskyvning $\Delta(F)$ var forskyvningen som ble funnet fra FEM-analysene i Kapittel 6.7.2. De andre tilnærmingene til $\Delta(F)$ som ble brukt er presentert i Kapittel 7.1.1 som resultater fra litteraturstudie. HBE-veggen ble dimensjonert slik at krav i ULS og SLS var tilfredsstilt for alle valgene av $\Delta(F)$.

Diagonaal avstivning

Det ble også utført en enkel håndberegning for å dimensjonere strekkstaver i stål slik at en alternativ løsning til HBE-elementer kunne sammenlignes for avstivning mot vindlast. Hvordan type innfesting som kunne brukes for skråstagene og eventuell tverrsnittsreduksjon på grunn av innfesting ble ikke vurdert. Håndberegningen ble utført i henhold til NS-EN 1993 [74].

7 | Resultat

7.1 Litteraturstudie

I dette kapittelet presenteres resultater fra litteraturstudiet. På tross av litteratursøk ble det funnet lite informasjon som omhandler HBE-elementer. Litteraturstudiet har imidlertid gitt andre funn som går mer på beregningsgrunnlaget i oppgaven. Resultatene som presenteres her ble derfor funnet i den hensikt at de skulle brukes videre i beregninger.

7.1.1 Tilnærminger for skrueforbindelsers forskyvning $\Delta(F)$

Her presenteres kildene som er funnet for forskyvningen $\Delta(F)$ i skrueforbindelser i tre. En grafisk presentasjon og sammenligning av disse, samt skrueforskyvningene som ble observert i FEM-analyser, finnes i Figur 7.13, Figur 7.14 og Figur 7.15 i Kapittel 7.4.1.

Glidemodul i henhold til Eurokode 5

K_{ser} oppgis i Eurokode 5 [14] som glidemodul for stavformede forbindere, og angir forholdet mellom skjærkraft og forskyvning i en forbindelse i $\frac{N}{mm}$. I henhold til punkt 7.1(1) i Eurokode 5 regnes denne ut ved hjelp av Formel 7.1 for blant annet skruer, der d er skruens kjernediameter. K_{ser} gjelder for bruksgrensetilstanden og oppgis per snitt per forbindelse. Videre er K_u glidemodulen for den umiddelbare (elastiske) forskyvningen til en forbindelse i bruddgrensetilstanden. K_u regnes ut med Formel 7.2, gjengitt fra Eurokode 5 [14].

$$K_{ser} = \rho_m^{1,5} \cdot \frac{d}{23} \quad (7.1)$$

$$K_u = \frac{2}{3} K_{ser} \quad (7.2)$$

Den midlere densiteten ρ_m i Formel 7.1 kan beregnes med Formel 7.3, gjengitt fra Eurokode 5 [14]. Denne formelen benyttes dersom de midlere densitetene $\rho_{m,1}$ og $\rho_{m,2}$ for to sammensatte trebaserte konstruksjonsdeler er forskjellige fra hverandre.

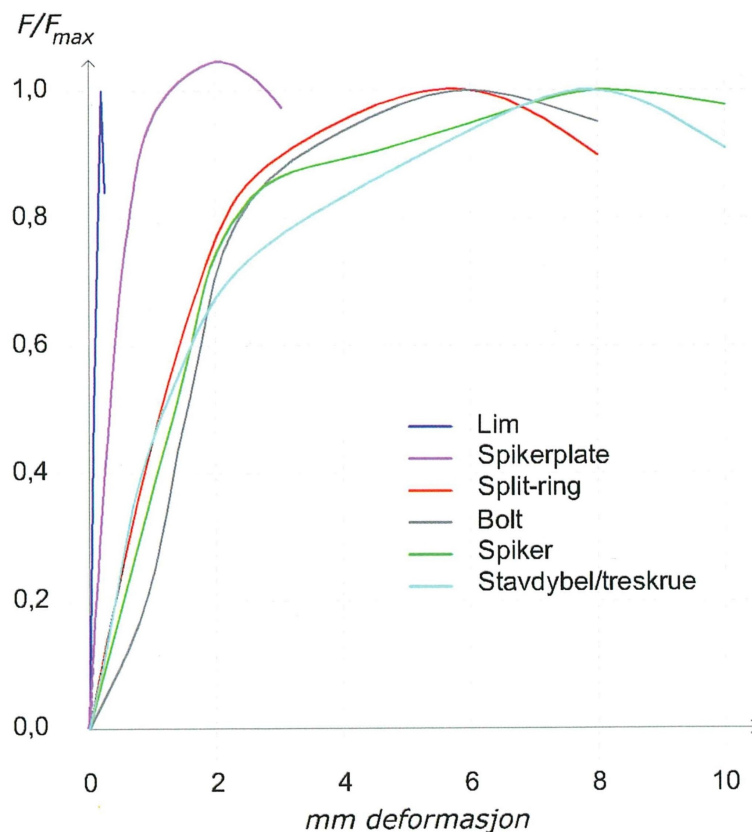
$$\rho_m = \sqrt{\rho_{m,1} \cdot \rho_{m,2}} \quad (7.3)$$

Eurokode 5 [14] gir også retningslinjer for hvordan langtidsforskyvninger i en skrue skal regnes ut, ved bruk av verdien $K_{ser,fin}$. Det tas da hensyn til krepdeforformasjoner, samt at fukt tas hensyn til ved bruk av klimaklasser. $K_{ser,fin}$ er ikke relevant for denne oppgaven, siden vindlast regnes som øyeblikkslast.

Samvirke mellom forbindelsesmidler, fra Treteknisk Institutt

En forbindelse kan bestå av ulike typer forbindelsesmidler eller forbindere med ulik stivhet [44, s. 22]. Dersom en løsning med ulike forbindelsesmidler vurderes, må samvirket mellom forbindelsesmidlene verifiseres. Ifølge Treteknisk Institutt [44, s. 22] kan dette gjøres ved hjelp av Figur 7.1. Figuren viser sammenhengen mellom forskyvning på horisontalaksen (kalles deformasjon i figuren) og relativ kraft $\frac{F}{F_{max}}$ på vertikalaksen for forskjellige typer forbindelsesmidler, der F_{max} betegner bruddlast. Fra figuren kommer det blant annet frem at det ikke er samvirke mellom lim og mekaniske forbindelsesmidler, siden lim er så stivt og sprøtt at det vil oppstå brudd i limet før de mekaniske forbindelsene tar sin del av kreftene [44, s. 22].

Figur 7.1 viser også hvordan forskyvningen $\Delta(F)$ øker i takt med den relative belastningen for de ulike forbindelsesmidlene. Figuren er hentet fra «Mekaniske treforbindelser - dimensjonering» [44, s. 22] med tillatelse fra Treteknisk Institutt, som går frem i Vedlegg A. For skrueforbindelser kan det ses fra grafen at forskyvningen er nokså lineær frem til påkjenningen er ca. 70 % av bruddkapasiteten. For belastninger over 70 % av bruddlast øker forskyvningen betraktelig frem mot brudd.



Figur 7.1: Ulike forbindelsers arbeidslinjer ifølge Treteknisk Institutt [44, s. 22]

7.1.2 Bjelketeori og skjærdeformasjon

Ifølge Han, Benaroya og Wei [96] er Euler-Bernoulli bjelketeori, også kjent som den «klassiske bjelketeorien», den mest brukte bjelketeorien fordi denne er enkel og gir rimelige tilnærminger for flere problemstillinger. I spesielle tilfeller viser det seg derimot at teorien har svakheter. Blant annet ignorerer Euler-Bernoulli bjelketeori effekten av skjærdeformasjon og forutsetter at bjelkediensjonen er vesentlig større i den ene retningen sammenlignet med de to andre retningene. Ifølge Larsen [97, s.19-20] fås en ikke-lineær spenningsfordeling når forholdet mellom bjelkelengde og tverrsnittshøyde er mindre enn 4, og den klassiske bjelketeorien vil for slike forhold ikke lenger være tilstrekkelig.

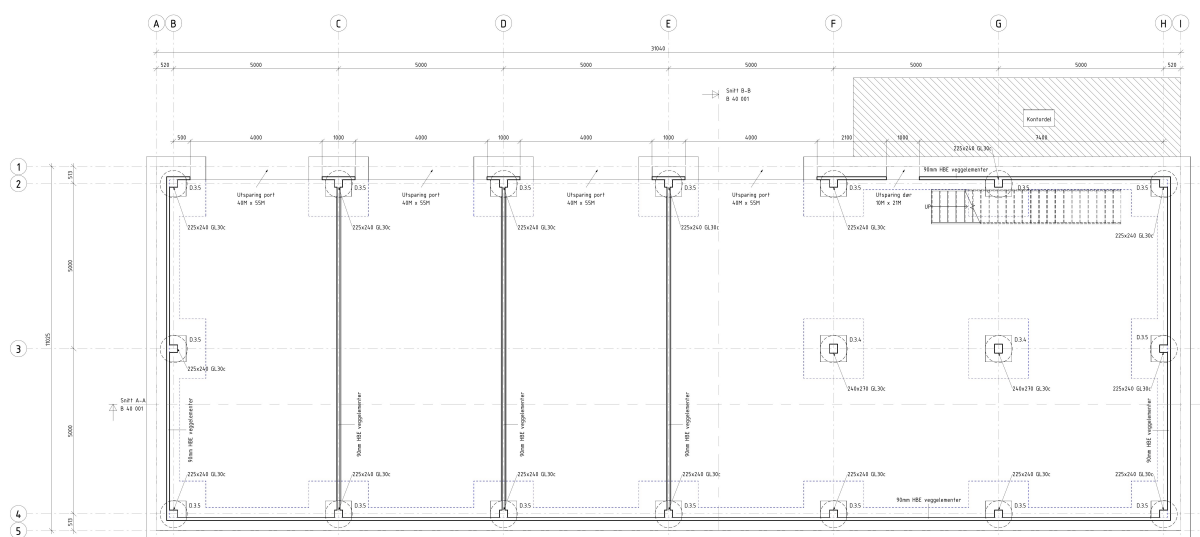
Ifølge Crocetti et al. er skjærdeformasjoner i stor grad avhengig av forholdet mellom bjelkens høyde og lengde [10, s.98]. For trevirke er skjærmodulen langs fiberne vesentlig lavere enn elastisitetsmodulen, og ettersom limtrebjelker i mange tilfeller har relativt stor høyde i forhold til lengde kan det i noen tilfeller være nødvendig å ta hensyn til skjærdeformasjonen. Dersom forholdet mellom bjelkelengde og tverrsnittshøyde er mindre enn 10 bør bidraget fra skjærdeformasjon tas med, mens det for andre forhold er neglisjerbart [10, s.104]. Nedbøyningen som følge av skjærkraft vil være 5-20% av den tilsvarende nedbøyningen på grunn av bøyemomentet dersom høyde/lengdeforholdet ligger i området 0,1 til 0,05 [10, s.98].

7.2 Tegninger

Her presenteres utsnitt fra de ferdige tegningene som ble utarbeidet i Revit. Alle tegningene er lagt ved i Vedlegg K.

Plan 1. etg

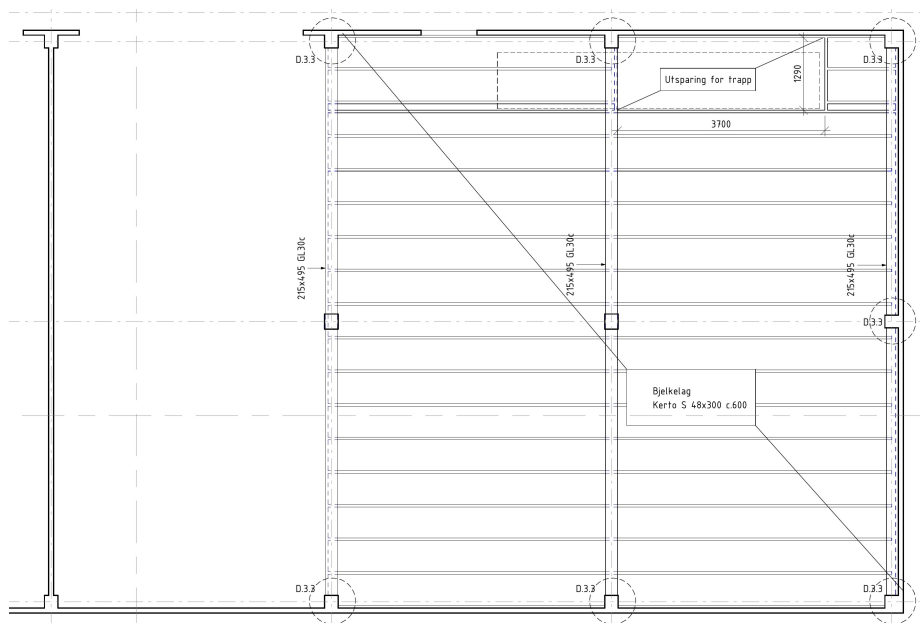
Plan 1. etg (Figur 7.2) er en plantegning som ser ovenfra og ned i bygget. Snittet er lagt mellom 1. etg og 2. etg slik at det kun er planet i 1. etg som vises. I dette tilfellet viser tegningen i hovedsak søyle- og veggplasseringer.



Figur 7.2: Plantegning 1. etg

Mesalin 2. etg

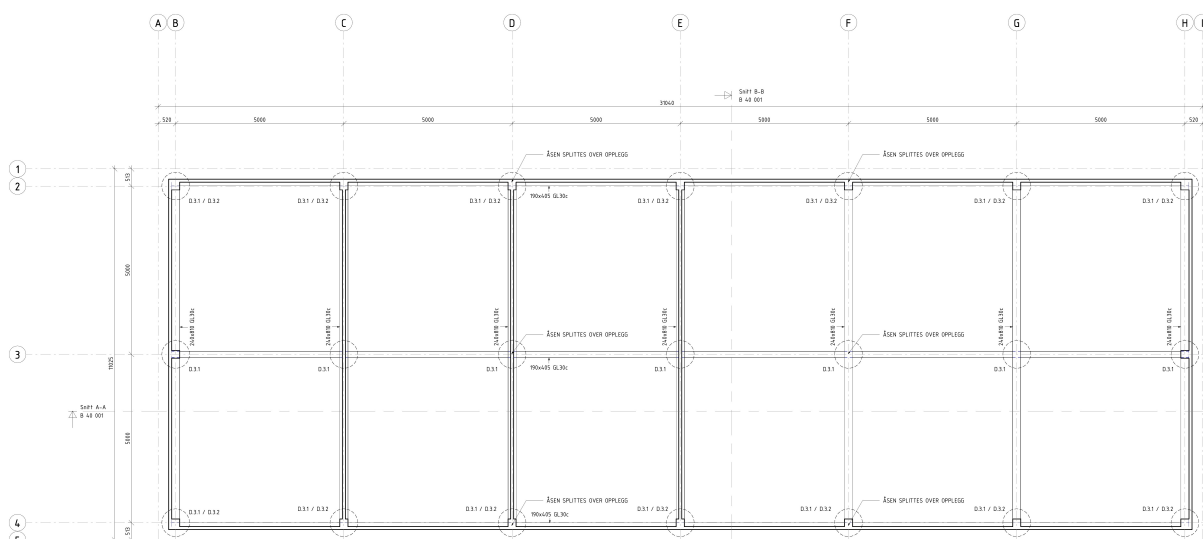
Mesalin 2. etg (Figur 7.3) er en konstruksjonstegning hvor leseren ser nedenfra og opp i motsetning til plantegningen. Dette gjør at de nederste elementene vises med heltrukne linjer, mens overliggende elementer som ligger bak disse vises med stiplede linjer. Figur 7.3 er kun et utsnitt av tegningen som viser hvordan bjelkelag med underliggende dragere og søyler er tiltenkt.



Figur 7.3: Mesalin 2. etg

Takkonstruksjon

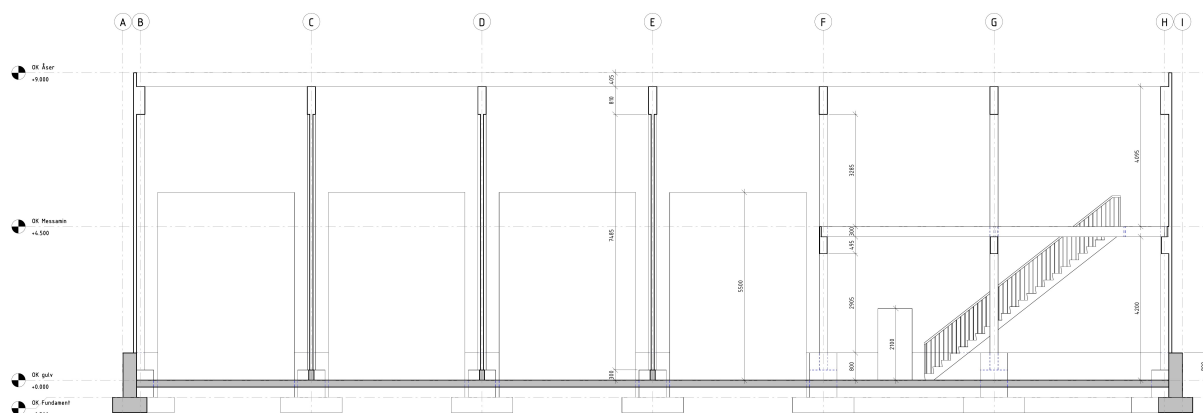
Figur 7.4 er i likhet med Figur 7.3 en konstruksjonstegning som ser ned fra og opp. I denne tegningen vises det hvordan dragere og åser er plassert i bygget.



Figur 7.4: Takkonstruksjon

Snitt

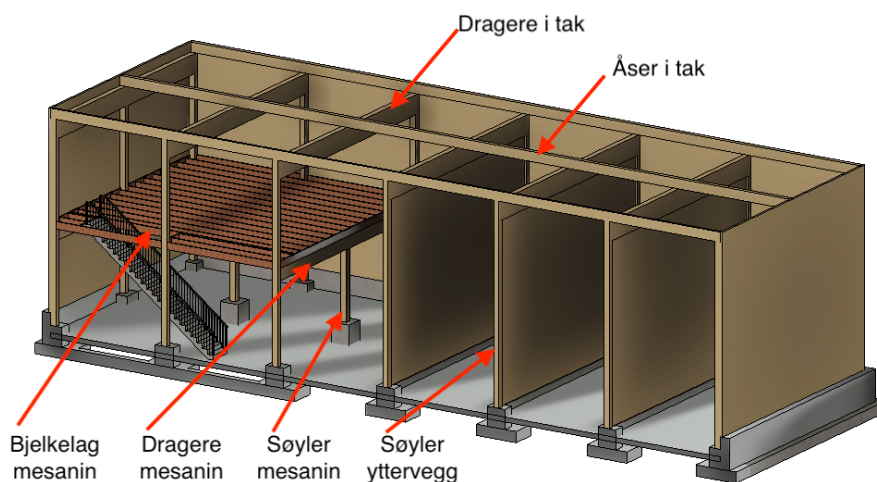
Det er laget en snittegning av bygget, og langsgående snitt kan ses på Figur 7.5. Snittet viser i hovedsak høydeposeringen for de ulike konstruksjonselementene i bygget.



Figur 7.5: Snittegning

7.3 Tilhørende bæresystem

Det er dimensjonert et bæresystem som består av åser, dragere, søyler, bjelkelag og tilhørende forbindelser. Figur 7.6 er en snittet modell av bygget som gir en oversikt over de forskjellige bygningsdelene og deres plassering. Bygget er prosjektert med tre langsgående åser i taket som splittes mellom hvert tredje opplegg. Åsene hviler på tverrgående fritt opplagte dragere i hele byggets lengde. Det er valgt å benytte dragere i hele byggets lengde for å beholde fleksibilitet dersom skilleveggene ønskes fjernet i senere tid. Takets dragere holdes oppe av kontinuerlige søyler som går ned til pilaster av betong. For mesaninen er det lagt inn et kontinuerlig bjelkelag som hviler på tre tverrgående dragere. Disse dragerne er opplagret på to midtsøyler samt søyler i yttervegger.

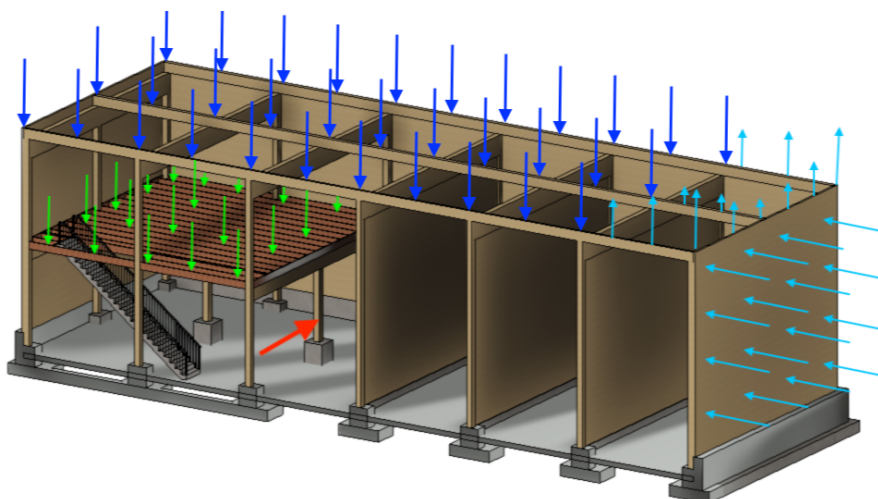


Figur 7.6: Oversikt over tilhørende bæresystem

Videre i dette kapittelet presenteres det tilhørende bæresystemet som ble bestemt med håndberegninger, i form av detaljerte tabeller og figurer. I tillegg presenteres resultatet fra utbøyningskontrollen for HBE-elementene, nevnt i Kapittel 6.4.3. Selv om resultatene fra utbøyningskontrollen ikke er en del av det «tilhørende bæresystemet», er det valgt å presentere dem i dette kapittelet ettersom de er en del av håndberegningene. Aller først presenteres laster og statiske systemer som ligger til grunn for alle beregningsresultatene.

7.3.1 Laster og statiske systemer

Figur 7.7 er en overordnet modell som viser hvordan ytre laster kan opptre samtidig på konstruksjonen. Pilene illustrerer de ulike lastene som antas å kunne oppstå i en lastsituasjon. Den røde pilen som treffer den midtre søylen under mesaninen illustrerer hvordan en ulykkeslast i form av støt fra en eventuell truck kan virke på søylen. De grønne pilene viser til jevnt fordelt nyttelast som mesaninen skal kunne oppta, mens de mørkeblå pilene illustrerer hvordan snølast på takkonstruksjonen kan fordele seg. I tillegg overføres permanente egenlaster fra hver enkelt konstruksjonsdel ned til grunnen gjennom tilstøtende konstruksjonsdeler.



Figur 7.7: Eksempel på ytre laster som kan virke samtidig på konstruksjonen

Vindlast er illustrert som de lyseblå vektorene i Figur 7.7, med vindtrykk på byggets kortside og medførende vindsug i takkonstruksjonen. Vind kan resultere i både vindtrykk og vindsug på tak og yttervegger, der de største kreftene virker omkring byggets hjørner (hjørneeffekten). Karakteristiske vindlaster som er beregnet å virke på konstruksjonen er oppsummert i Tabell 7.1. I denne tabellen er virkeområdene forenklet til enten yttervegg eller tak. Verdien i parentes som er oppgitt under «vindsug i hjørner» beskriver hvor mange meter inn mot midten av bygget hjørneeffekten har virkning. I Vedlegg G kan det ses hvordan mer lokale variasjoner fordeler seg omkring konstruksjonen.

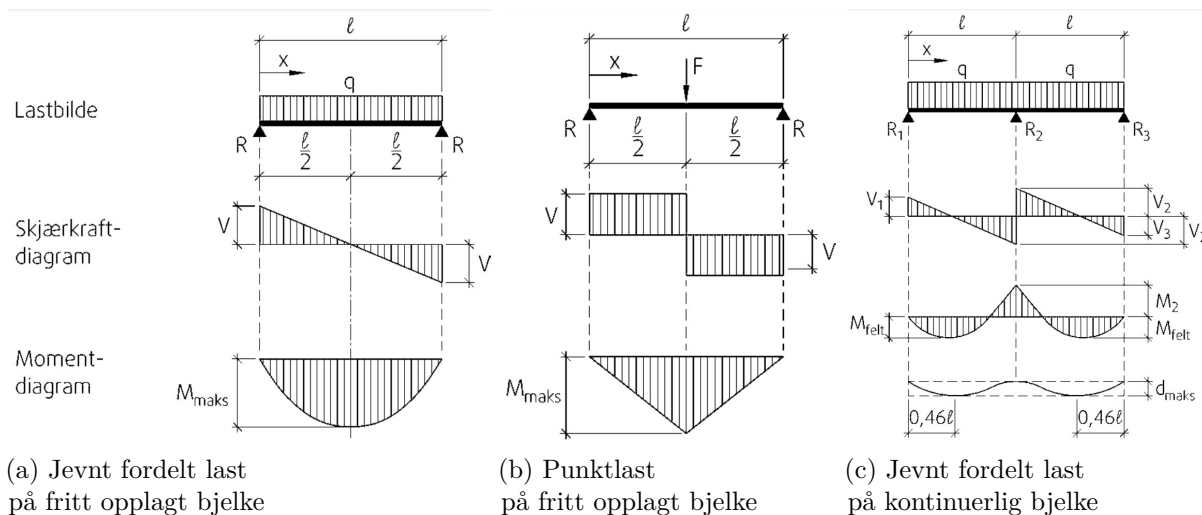
Tabell 7.1: Karakteristiske vindlaster

Virkeområde	Vindtrykk	Vindsug	Vindsug i hjørner
	Jevnt fordelt last [kN/m^2]		
Yttervegg	$0,57 + 0,22 = 0,79$	$0,58 + 0,14 = 0,72$	$0,87 + 0,14 = 1,01$ (3,6m)
Tak	0,14	0,51	0,87 (4,5m)

I Tabell 7.2 oppsummeres karakteristiske laster og dimensjonerende opplagerreaksjoner, skjærkrefter og momenter som ligger til grunn for videre beregningsresultater. Negative punktlaster viser til vindsuget som virker oppover. Det henvises til konstruksjonsdelenes statiske system i Figur 7.8 for notasjon som er brukt i Tabell 7.2, samt hvilke statiske systemer som gjelder for de forskjellige delene av tabellen. Figur 7.8 er gjengitt med muntlig tillatelse fra SINTEF Byggforsk per telefon den 24.05.22.

Tabell 7.2: Påkjenning i bjelker

Bygningsdel	2.1 Åser i tak	2.2 Dragere i tak	2.3 Bjelkelag mesanin	2.4 Dragere mesanin
Statisk system etter Figur 7.8	(c)	(a) og (b)	(c)	(c)
Jevnt fordelt last [kN/m]	$p_k = 21,6$ $g_k = 2,38$	$g_k = 0,82$	$g_k = 0,3$ $p_k = 3,0$	$g_k = 3,3$ $p_k = 30,0$
Punktlast [kN]	$Q_k = -12,4$	$G_{k,1} = G_{k,3} = 4,2$ $G_{k,2} = 11,8$ $P_{k,1} = P_{k,3} = 36$ $P_{k,2} = 108$ $Q_k = -16,3$	-	-
Opplagerreaksjoner [kN]	$R_1 = R_3 = V_1$ $R_2 = 2V_2$	$R_1 = R_3 = V_1$	$R_1 = R_3 = V_1$ $R_2 = 2V_2$	$R_1 = R_3 = V_1$ $R_2 = 2V_2$
Skjær [kN]	$V_1 = V_3 = 66,1$ $V_2 = 110,1$	$V_1 = V_3 = 93,5$ $V_2 = 88,1$	$V_1 = V_3 = 9,1$ $V_2 = 15,2$	$V_1 = V_3 = 91,9$ $V_2 = 153,2$
Moment [kNm]	$M_2 = 110,1$ $M_{felt} = 61,9$	$M_2 = 452,8$	$M_2 = 15,2$ $M_{felt} = 8,5$	$M_2 = 153,2$ $M_{felt} = 86,2$



Figur 7.8: Statiske systemer [89]

I Tabell 7.3 presenteres de største karakteristiske lastene som antas å virke i søylene, dimensjonerende momentvirkning, samt dimensjonerende aksial- og skjærkrefter. Horisontallasten Q_k er den antatte makslasten som virker i søylefoten ved hjørnet av gavlveggene. Det henvises til Vedlegg L for utregning.

Tabell 7.3: Påkjenning i søyler

Søyle	Vertikallast [kN]	Horisontallast [kN]	Aksialkraft N_{Ed} [kN]	Skjærkraft V_{Ed} [kN]	Moment M_{Ed} [kNm]
Yttervegg	$G_k = 21,2$ $S_k = 90,0$ $Q_k = -53,1$	$Q_k = 64,7$	160,4	-	-
Mesanin	$G_k = 20,0$ $P_k = 180,0$	$F_k = 62,0$	294,0	62,0	45,0

7.3.2 Bjelker og søyler

I Tabell 7.4 oppsummeres lengder, dimensjoner, samt maksimal utnyttelse i skjær, moment og nedbøyning for bjelkene. Videre oppsummeres dimensjoner, lengder og utnyttelse for valgte søyler i Tabell 7.5. Beregningene for alle bjelkene og søylene er lagt ved i Vedlegg M.

Tabell 7.4: Oppsummering av valgte bjelker

Bygningsdel	Dimensjoner	Lengde	Skjær	Moment	Nedbøyning
	[mm x mm]	[m]	Utnyttelse [%]		
2.1 - Åser i tak	190 x 405	10	98,0	86,6	34,6
2.2 - Dragere i tak	240 x 810	10	32,9	73,5	55,8
2.3 - Bjelkelag mesanin	48 x 300	10	43,8	55,7	55,8
2.4 - Dragere mesanin	215 x 495	10	98,5	72,9	29,7

Tabell 7.5: Oppsummering av valgte søyler

Bygningsdel	Dimensjoner	Lengde	Knekkning	Ulykkeslast
	[mm x mm]	[m]	Utnyttelse [%]	
2.5 - Søyler mesanin	240 x 270	2,905	25,0	99,0
2.6 - Søyler yttervegg	225 x 240	7,485	50,5	-

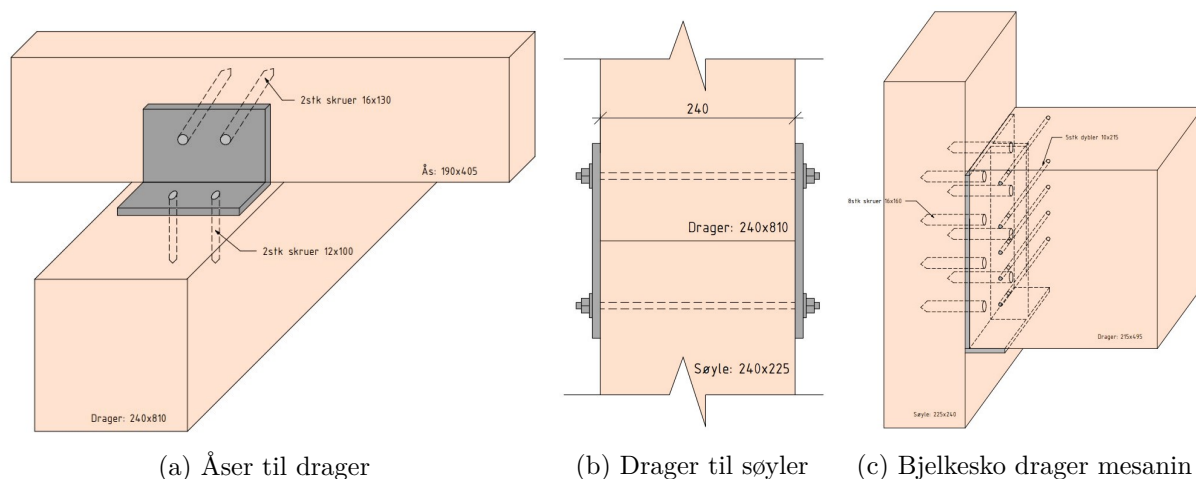
7.3.3 Forbindelser

Her presenteres utvalgte forbindelser som knytter bæresystemet sammen. I Tabell 7.6 er alle forbindelsene fremstilt med valgt løsning. Utnyttelsen av de mest kritiske komponentene er oppgitt i prosent. Skissering av geometri og håndberegninger for valg av avstander for de ulike forbindelsene er lagt ved i Vedlegg F side 10-14. Utrekningene for de ulike forbindelsene er vist i Vedlegg M.

Tabell 7.6: Oppsummering av valgte forbindelser

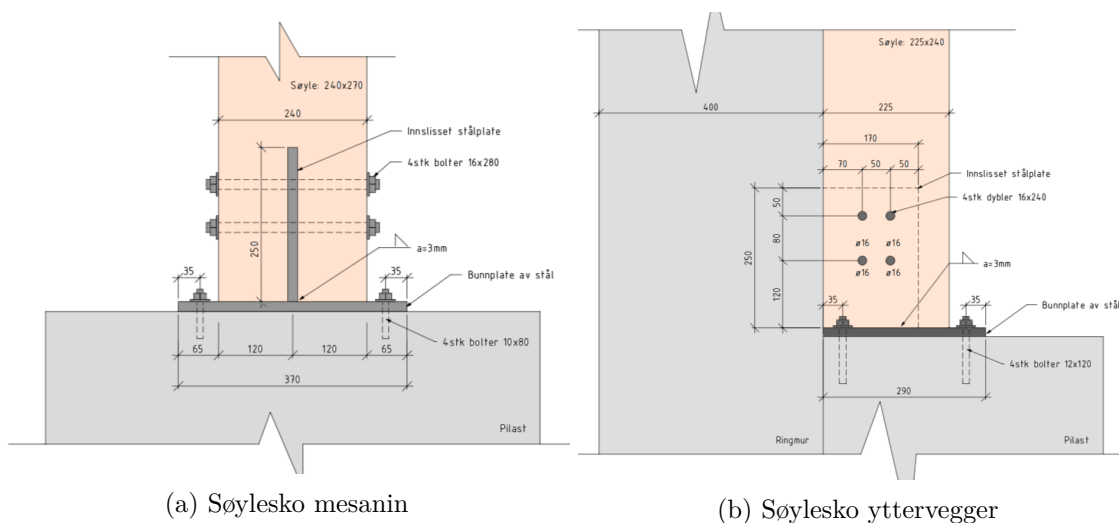
Forbindelse	Løsning	Utnyttelse	Utnyttelse flatetrykk
D.3.1 - Åser til drager	12mm vinkelbeslag	15,3%	97,6%
	16x130 skruer i ås	80,8%	
	12x100 skruer i drager	82,2%	
D.3.2 - Drager til søyler	10mm stålplate	1,5%	88,5%
	8x300 bolter med skiver ø30	63,7%	
D.3.3 - Bjelkesko drager mesanin	12mm bjelkesko	84,6%	99,3%
	16x160 skruer i søyle	94,4%	
	10x215 dybler i drager	-	
D.3.4 - Søylesko mesanin	16mm innslisset stålplate	50,0%	-
	16x280 bolter i søyle	64,9%	
	10x80 bolter i pilast	86,1%	
D.3.5 - Søylesko yttervegg	16mm innslisset stålplate	61,7%	-
	16x240 dybler i søyle	91,1%	
	16x120 bolter i pilast	72,9%	

Figur 7.9 viser prinsipper og geometri for bjelkeforbindelsene som er valgt for konstruksjonen. Detaljene i figuren er tatt ut fra en detaljtegning utarbeidet i Revit, som i sin helhet kan ses i Vedlegg K. For alle deler av forbindelsene som skal sveises er det beregnet kilsveis med rotmål 3mm . Forenklede håndberegninger for valg av sveis er lagt ved i Vedlegg F side 17-22.



Figur 7.9: Prinsip og geometri av bjelkeforbindelser

Figur 7.10 viser utformingen av de to søyleforbindelsene som er valgt for konstruksjonen, for både søylene under mesaninen og søylene i yttervegg.



Figur 7.10: Prinsip og geometri av søyleforbindelser

7.3.4 Utbøyning av HBE-elementer

Ifølge håndberegning i Vedlegg F side 15-16 ble det påvist en utbøyning lik $12,6\text{mm}$ for HBE-elementene. Tillatt utbøyning ble satt til 25mm . Dette resulterte i en utnyttelse på 50%, og elementene ble med dette antatt å inneha tilstrekkelig stivhet til å motstå deformasjon fra vindlast normalt på veggen.

7.4 FEM-analyser

I dette kapittelet presenteres resultater fra FEM-analysene som ble gjennomført. Videre inneholder Vedlegg N enda flere verdier som ble notert fra FEM-analysene, men som ikke presenteres her. Resultater fra FEM-analysene som ble gjennomført for å kontrollere de analytiske beregningene presenteres sammen med tilsvarende resultater fra Mathcad-ark. Når Mathcad-ark nevnes i dette underkapittelet menes Mathcad-arket for de analytiske beregningene av HBE-veggen styrke og stivhet, som beskrevet i Kapittel 6.6. Dersom ikke annet er spesifisert var elementform for alle elementer i alle analyser innenfor kriteriene som vises i Figur 6.11.

7.4.1 Forskyvningen i skrueforbindelser

Her presenteres resultater knyttet til FEM-analysene av skrueforbindelsene som er beskrevet i Kapittel 6.7.2. Med andre ord presenteres resultater fra testanalysene av elementstørrelser og symmetribetingelser, i tillegg til forskyvningen til de testede skruene som funksjon av belastning.

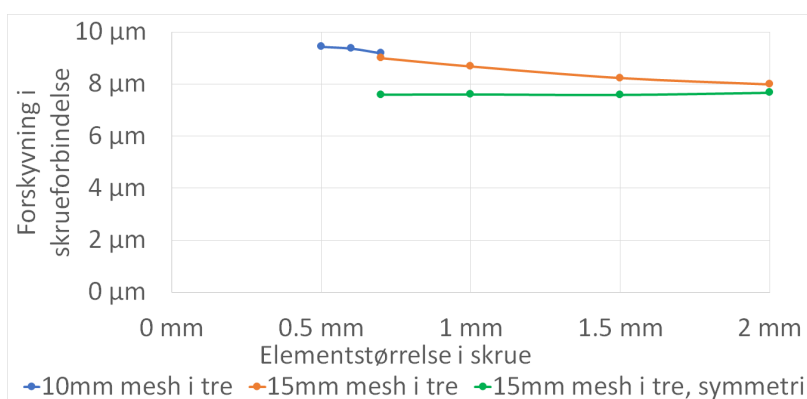
Testing av elementstørrelser og symmetribetingelser

Tabell 7.7 viser forskyvning i skrueforbindelsen, samt beregningstid, for testen av elementstørrelser. Flere resultater fra analysene av elementstørrelser finnes i Vedlegg N, og i Vedlegg O1 finnes FEM-modellen som ble brukt for meshtestene før symmetribetingelser var anvendt.

Tabell 7.7: Skruforskyvning og beregningstid ved forskjellige elementstørrelser

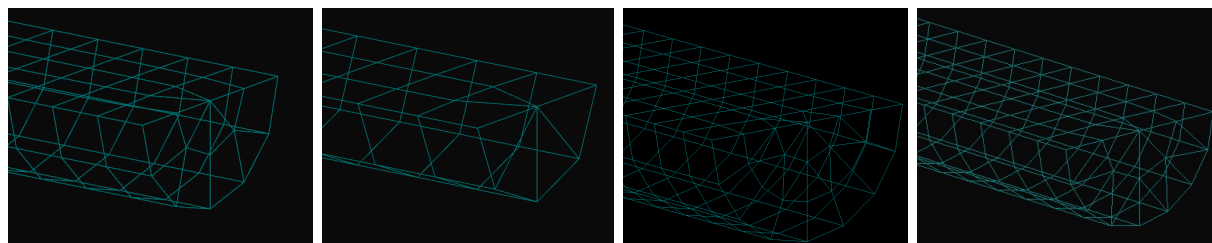
Symmetri	Mesh i tre	Mesh i skrue	Forskyvning i skrue	Beregningstid
Nei	15mm	2mm	7,99 μ m	3,7 min
	15mm	1,5mm	8,24 μ m	3,7 min
	15mm	1mm	8,68 μ m	5,6 min
	15mm	0,7mm	9,00 μ m	16 min
Nei	10mm	0,7mm	9,19 μ m	35 min
	10mm	0,6mm	9,37 μ m	119 min
	10mm	0,5mm	9,44 μ m	Sto over natta
Ja	15mm	2mm	7,67 μ m	1,4 min
	15mm	1,5mm	7,58 μ m	1,7 min
	15mm	1mm	7,60 μ m	3,8 min
	15mm	0,7mm	7,59 μ m	7,1 min

I Figur 7.11 gis en grafisk fremstilling av forskyvningen fra Tabell 7.7. Fargene på linjene samsvarer med fargene som er brukt i Tabell 7.7. Som nevnt i Kapittel 6.7.2 ble forskjeller mellom FEM-modellene undersøkt nærmere dersom det var store avvik mellom modellen uten symmetri og modellen med symmetri, noe Figur 7.11 viser at det var. Fra denne undersøkelsen ble det klart at materialegenskaper, geometri, laster og opplagerbetingelser var identiske for modellene med og uten symmetri, med unntak av hva som allerede er beskrevet i metodekapittelet.



Figur 7.11: Meshfinhetsanalyse for en skrueforbindelse ved $0,02kN$ belastning

Basert på resultatene fra Tabell 7.7 ble elementstørrelser for analysene av skruenes forskyvning valgt som vist i Figur 7.12. I bildetekstene i Figur 7.12 angis først diameteren på skruen, og deretter elementstørrelsen som ble valgt. Årsaken til at to elementstørrelser ble valgt for 4mm-skruen er forklart to avsnitt lenger ned.



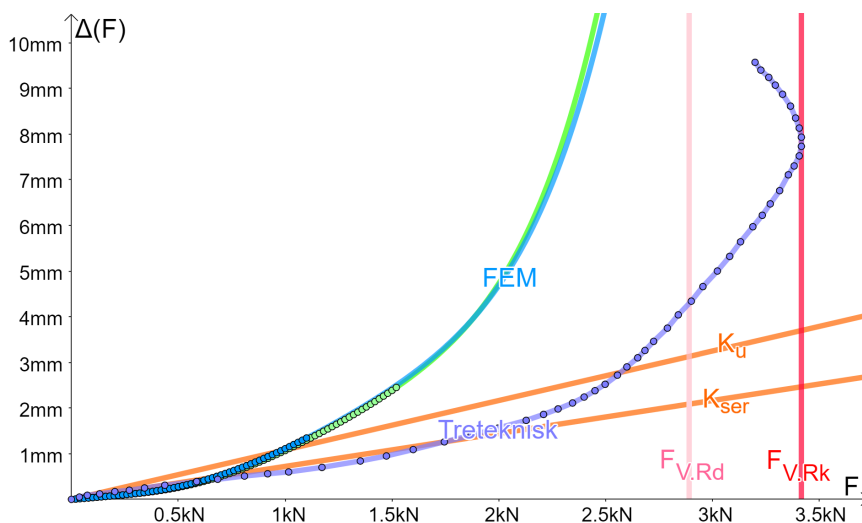
(a) 4mm: 1mm mesh (b) 4mm: 1,5mm mesh (c) 5,4mm: 1mm mesh (d) 7mm: 1,5mm mesh

Figur 7.12: Valgte elementstørrelser i skruer for FEM-analyser av skrueforbindelser

Resultater fra analysene av forskyvning i skrueforbindelser

Her presenteres resultatene fra FEM-analysene av skruenes forskyvning, sammen med den andre informasjonen som ble funnet for skrueforflytning som er beskrevet i Kapittel 7.1. For kurvene merket «FEM» i figurene under kan det observeres en rekke punkter i første halvdel av grafen, og deretter kun en kurve som fortsetter. Punktene representerer målinger fra FEM-analysene, og kurvene ble laget basert på disse punktene. Kurvene ble laget som femtegradsregresjoner siden det viste seg at dette ga en god tilnærming til resultatene fra FEM. Grunnen til at målepunkter fra FEM-analysene kun eksisterer i de første halvdelene av grafene er fordi FEM-modellene ble ustabile og ikke klarte å regne på høyere belastning.

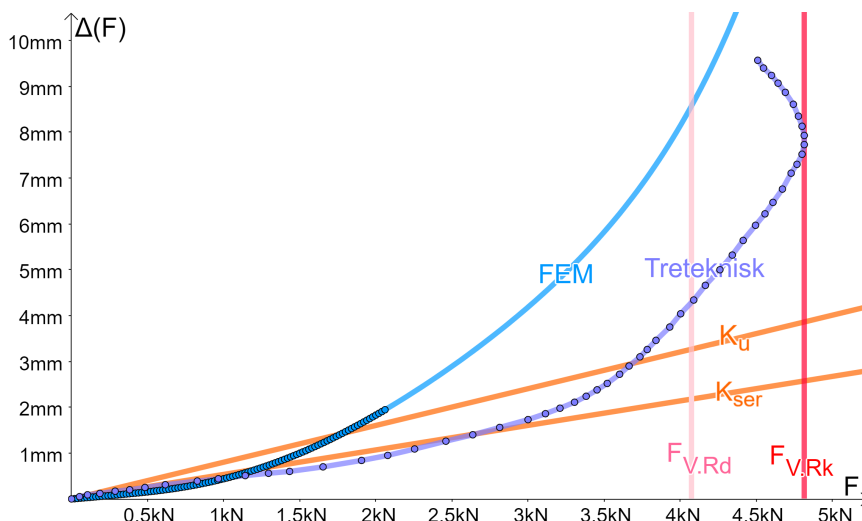
Figur 7.13 viser $\Delta(F)$ for skruen med en indre diameter på 4mm. Det ble gjennomført FEM-analyser med både 1,5mm og 1,0mm elementstørrelse i denne skruen. Analysen med elementstørrelser på 1,0mm ble terminert og ga en feilmelding ved 1,2kN om at elementformene ikke lenger tilfredstilte feilkriteriene som var definert i Figur 6.11. Derfor viser Figur 7.13 også resultater fra en FEM-analyse med 1,5mm elementstørrelser. Den blå kurven gjelder for analysen med 1,0mm elementstørrelse i skruen, mens den grønne kurven gjelder for analysen med 1,5mm elementer. Total beregningstid for analysene med 1,5mm mesh og 1,0mm mesh var henholdsvis 34 og 40 timer, og FEM-modellene finnes i henholdsvis Vedlegg O2 og Vedlegg O3.



Figur 7.13: Forskyvning $\Delta(F)$ i 4mm skrue

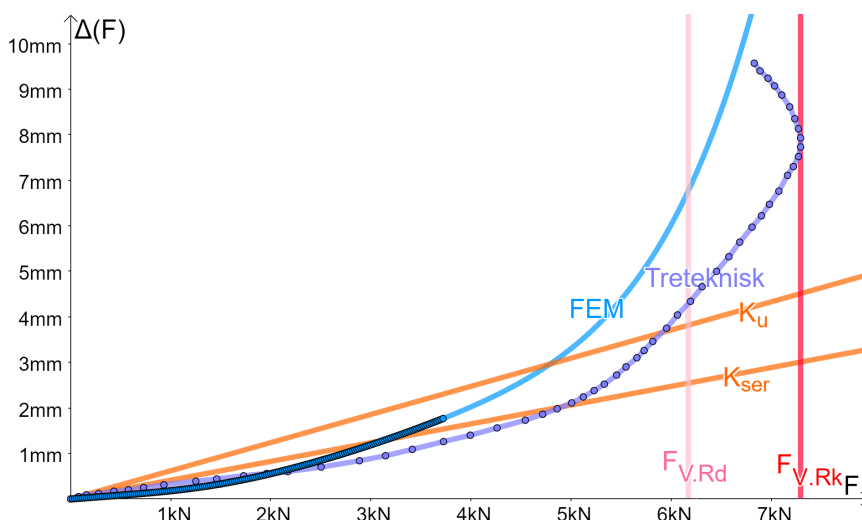
I Figur 7.14 vises $\Delta(F)$ for skruen som var 5,4mm i diameter. Meshen som ble valgt for FEM-analysen

av denne skruen hadde $1,0\text{mm}$ store elementer i skruen, og total beregningstid var rundt 70 timer. FEM-Modellen som ble laget for denne skruen finnes i Vedlegg O4.



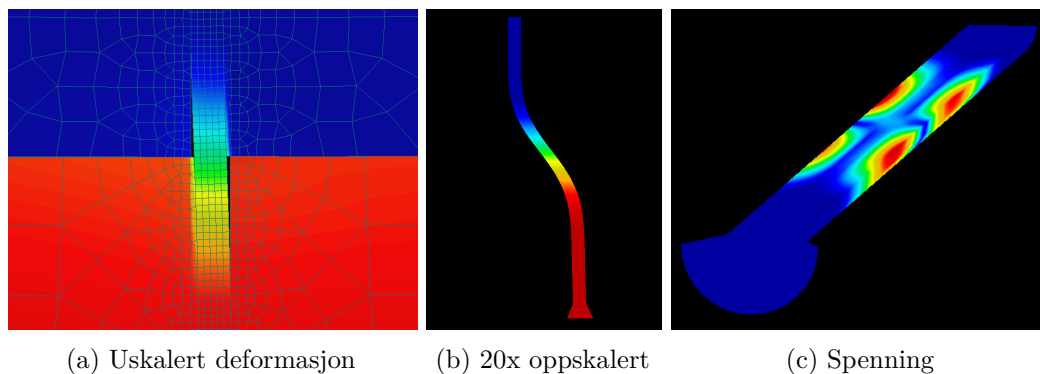
Figur 7.14: Forskyvning $\Delta(F)$ i $5,4\text{mm}$ skruer

I Figur 7.15 vises $\Delta(F)$ for skruen som var 7mm i diameter. Meshen som ble valgt for FEM-analysen av denne skruen hadde $1,5\text{mm}$ store elementer i skruen, og total beregningstid var rundt 110 timer. FEM-Modellen som ble laget for denne skruen finnes i Vedlegg O5.



Figur 7.15: Forskyvning $\Delta(F)$ i 7mm skruer

I Figur 7.16 vises deformert form og kombinert spenning (von Mises) i FEM for skruen med 7mm diameter ved en skjærbelastning på $3,72\text{kN}$.

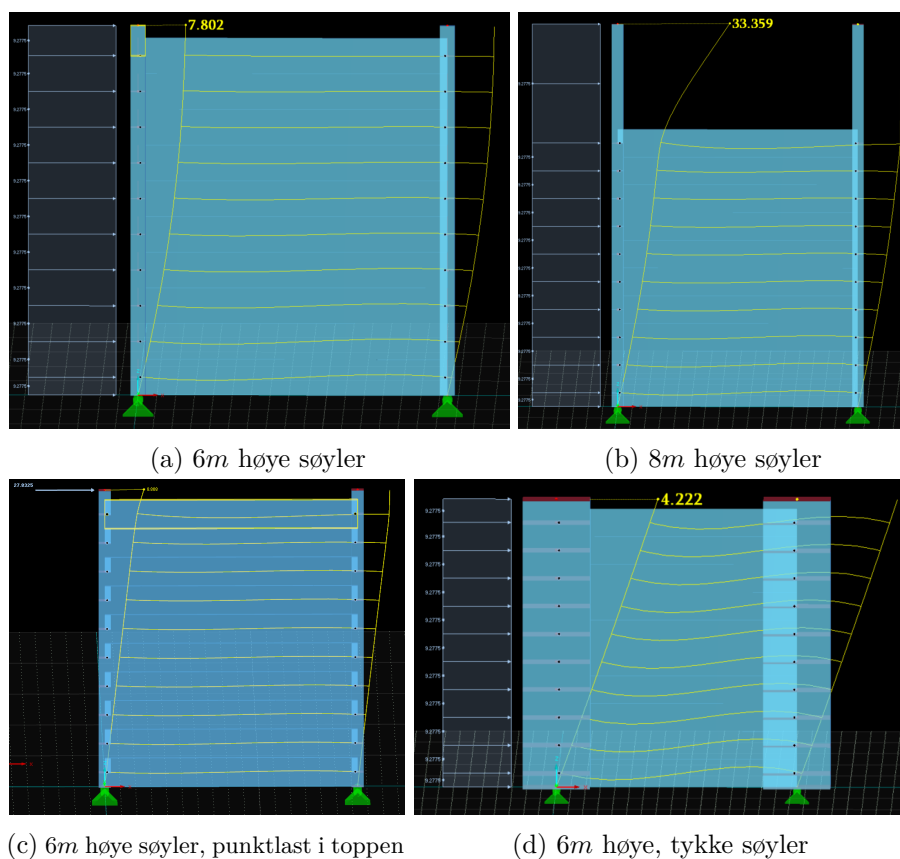


Figur 7.16: Deformert form og spenning i skrue fra FEM-analyse

7.4.2 Verifisering av Mathcad-ark ved bruk av bjelkeelementer

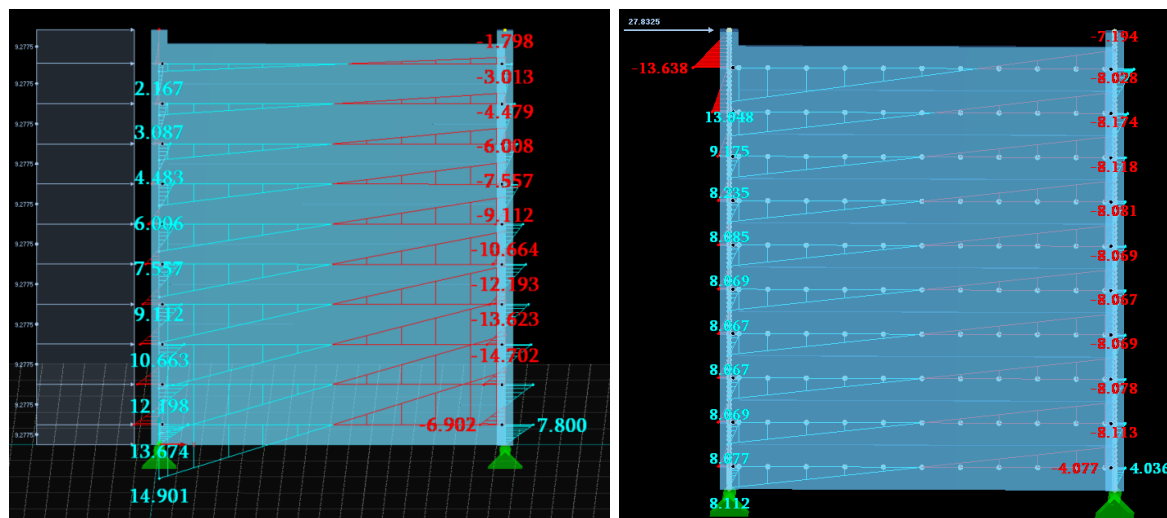
I dette underkapittelet presenteres resultater fra FEM-analysene av HBE-veggen der bjelkeelementer ble brukt for å kontrollere beregninger for momentstive koblinger, som beskrevet i Kapittel 6.7.3. Disse resultatene sammenlignes med tilsvarende verdier fra Mathcad-arket, og én av FEM-modellene som ble brukt for analysene kan finnes i Vedlegg O6.

I FEM-analysene med bjelkeelementer ble deformert form av HBE-veggen som vist i Figur 7.17. Som Figur 7.17a viser, ble ikke alle HBE-elementene bøyd like mye i endene fordi søylene ble bøyd tilbake til vertikal posisjon mot toppen av veggen. Unntaket var dersom momentet fra vindlasten ble påført som en punktlast i toppen av HBE-veggen, og dersom søylene ble modellert urealistisk tykke slik at stivheten var så stor at søylene i praksis ikke bøyde seg. Dette er vist i Figur 7.17c og Figur 7.17d. Dersom søylene var høyere enn HBE-elementene som i Figur 7.17b, bøyde søylene seg lett ut av vindlasten der det ikke var HBE-elementer, slik at horisontal forskyvning i toppen ble stor.



Figur 7.17: Deformert form i FEM-analysen av bjelkemodell

Figur 7.18 illustrerer generelt hvordan momentdiagrammer for HBE-elementer og søyler ble for HBE-veggen. Illustrasjonen er tatt fra analyser hvor det er antatt full innspenning i koblingene.



(a) Vindlast som fordelt last

(b) Vindlast som punktlast

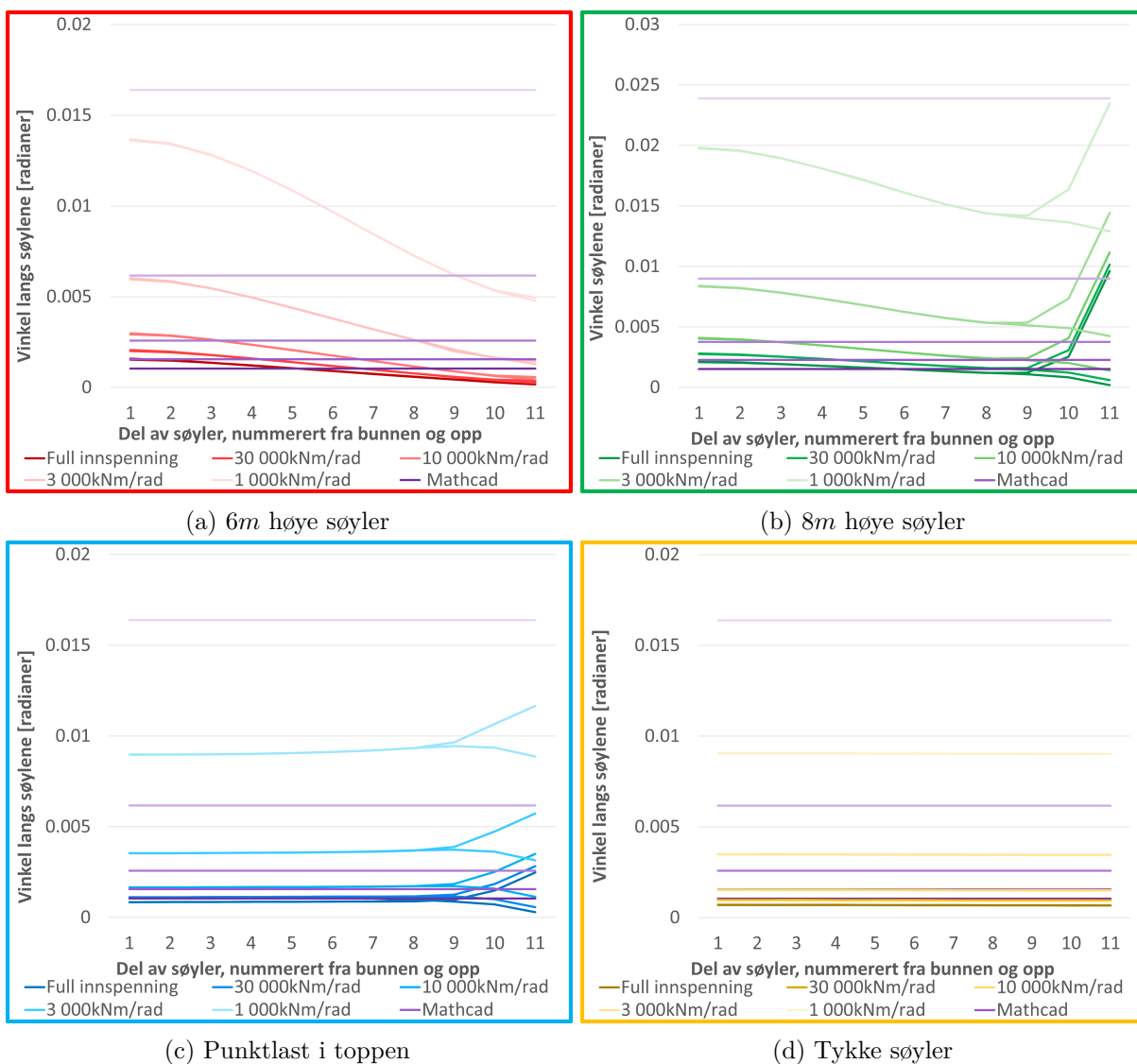
Figur 7.18: Illustrasjon av momentdiagrammer i HBE-elementer og søyler

Som Figur 7.18 viser, avtar innspenningsmomentene i HBE-elementene fra FEM-analysene mot toppen av søylene. Ettersom momentene i hvert HBE-element var antatt å være like store i første versjon av Mathcad-arket, ble det laget en ny versjon (versjon nummer to) av Mathcad-arket som skulle ta høyde for at HBE-elementene ble belastet forskjellig. Versjon nummer én av Mathcad-arket finnes i Vedlegg P1.

Mathcad-ark versjon nummer to

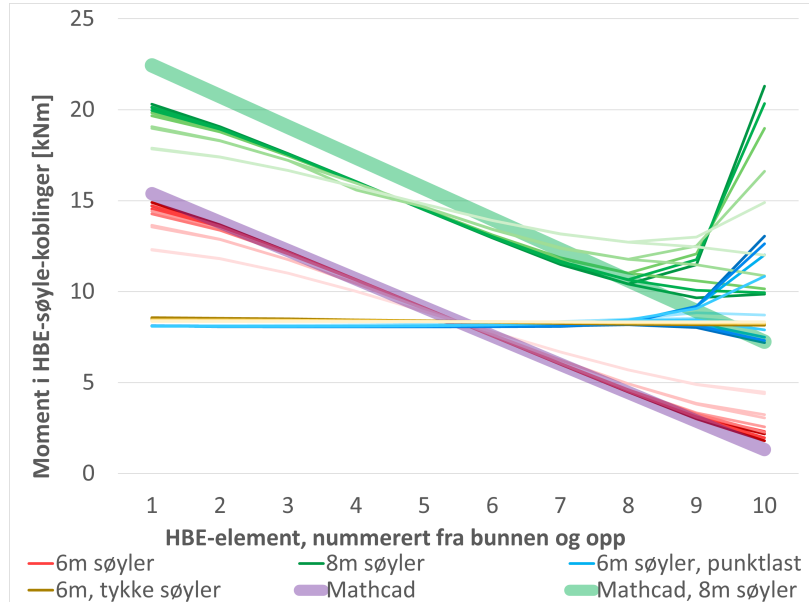
Her presenteres grafer der verdier fra FEM-analysene sammenlignes med tilsvarende verdier fra Mathcad-ark versjon nummer to. Versjon nummer to av Mathcad-arket finnes i Vedlegg P2. Generelt er det for alle fremstillingene i dette underkapittelet slik at tykke kurver samt lilla fargebruk representerer resultater fra Mathcad-ark. Rød, grønn, blå og gul kurve representerer FEM-analysenes resultater for henholdsvis situasjonene med 6m søyler, 8m søyler, punktlast i toppen av søyle og tykke søyler. Videre brukes fargeintensitet til å skille mellom forskjellige grader av innspenning i grafene: Kurvene som gjelder for full innspenning har sterkest farger, og deretter blir fargene svakere etter hvert som graden av innspenning reduseres til $30\,000 \frac{kNm}{rad}$, $10\,000 \frac{kNm}{rad}$, $3\,000 \frac{kNm}{rad}$ og $1\,000 \frac{kNm}{rad}$.

I Figur 7.19 vises vinkelen som oppsto mellom søylene og vertikalaksen for de fire situasjonene i FEM-analysene og i Mathcad-ark versjon nummer to. Fordi de to søylene i HBE-veggen ofte, men ikke alltid, ble belastet likt ser det i noen tilfeller ut som at grafene deler seg til to grafer for FEM-analysene, slik som i Figur 7.19b og Figur 7.19c. I de fleste tilfeller er derimot vinkelen i de to søylene like, slik at grafene for de to søylene overlapper. Siden det var antatt at søylene ble belastet likt for beregningene i Mathcad, skilles det ikke mellom de to søylene for Mathcad-arket. Del nummer 1, 2, 3 osv. av søylene refererer til midtpunktet til HBE-element nummer 1, 2, 3 osv.



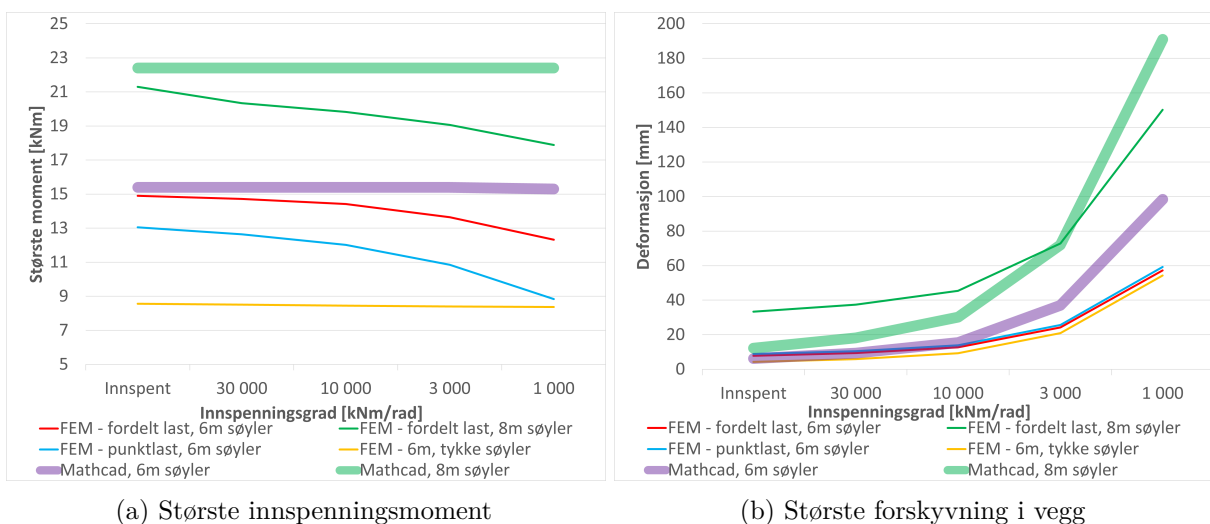
Figur 7.19: Vinkel mellom vertikalakse og søyler for Mathcad-ark versjon to

Figur 7.20 viser alle innspenningsmomenter som oppstod i endene til hvert HBE-element, nummerert fra bunn til topp, ved forskjellige grader av innspenning i koblingene. Den grønne tykke linjen i figuren representerer Mathcad-arket for 8m høye søyler, mens den lilla tykke linjen gjelder for resten av tilfellene i Mathcad, siden versjon nummer to av Mathcad-arket ikke skilte mellom disse resterende tilfellene.



Figur 7.20: Innspenningsmomenter i hvert HBE-element for Mathcad-ark versjon to

Videre, i Figur 7.21 presenteres største innspenningsmoment og største forskyvning i veggens topp, som oppstod ved forskjellige grader av innspenning for de ulike situasjonene. Figur 7.21 fungerer som en oppsummering av det viktigste fra Figur 7.19 og Figur 7.20, siden Figur 7.21 viser maksverdier. På samme måte som i Figur 7.20 representerer den grønne tykke linjen Mathcad-arket for 8m høye søyler, mens den lilla tykke linjen representerer Mathcad-arket for de tre andre tilfellene.



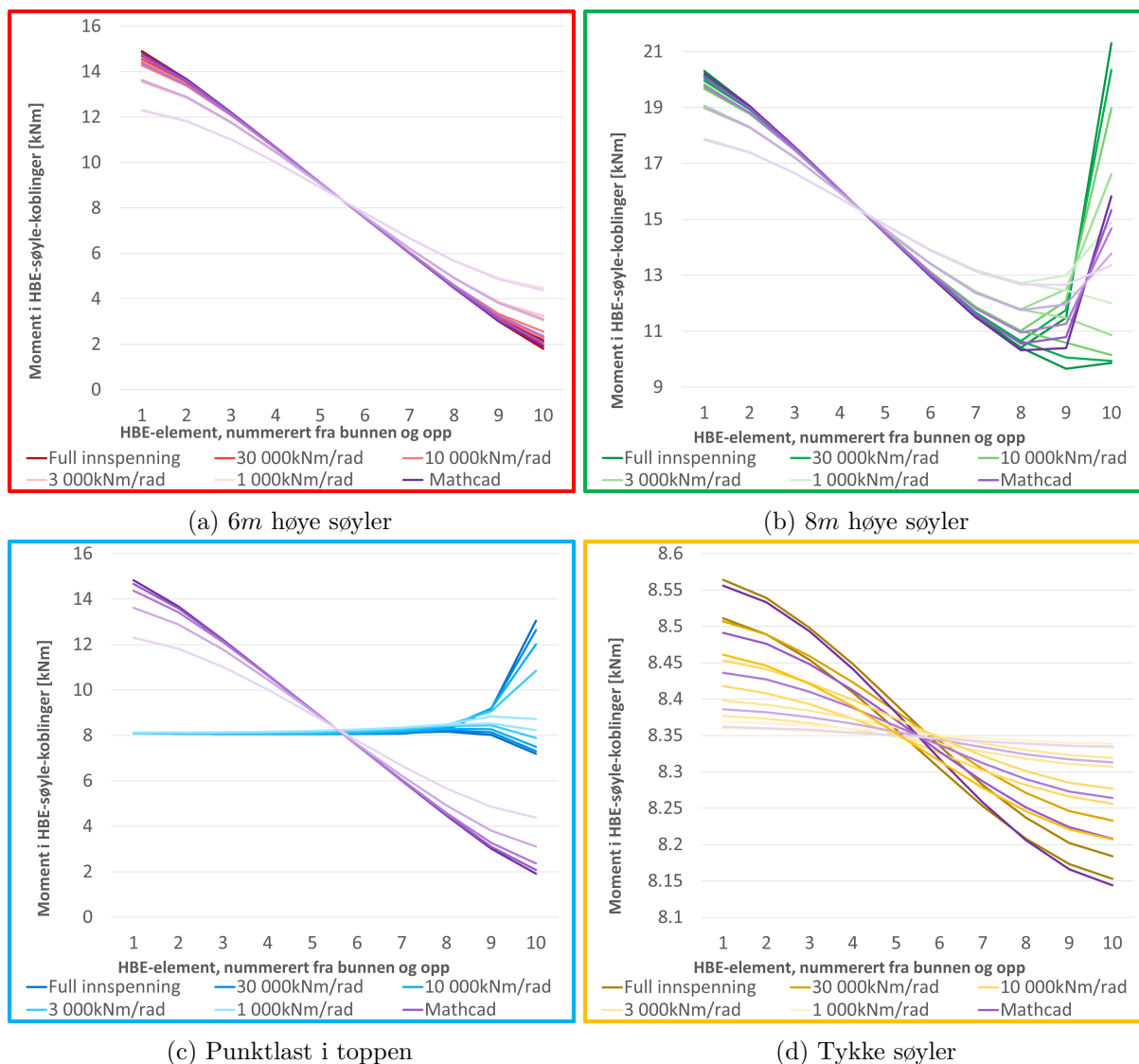
(a) Største innspenningsmoment

(b) Største forskyvning i vegg

Figur 7.21: Største momenter og forskyvninger i FEM sammenlignet med Mathcad-ark versjon to

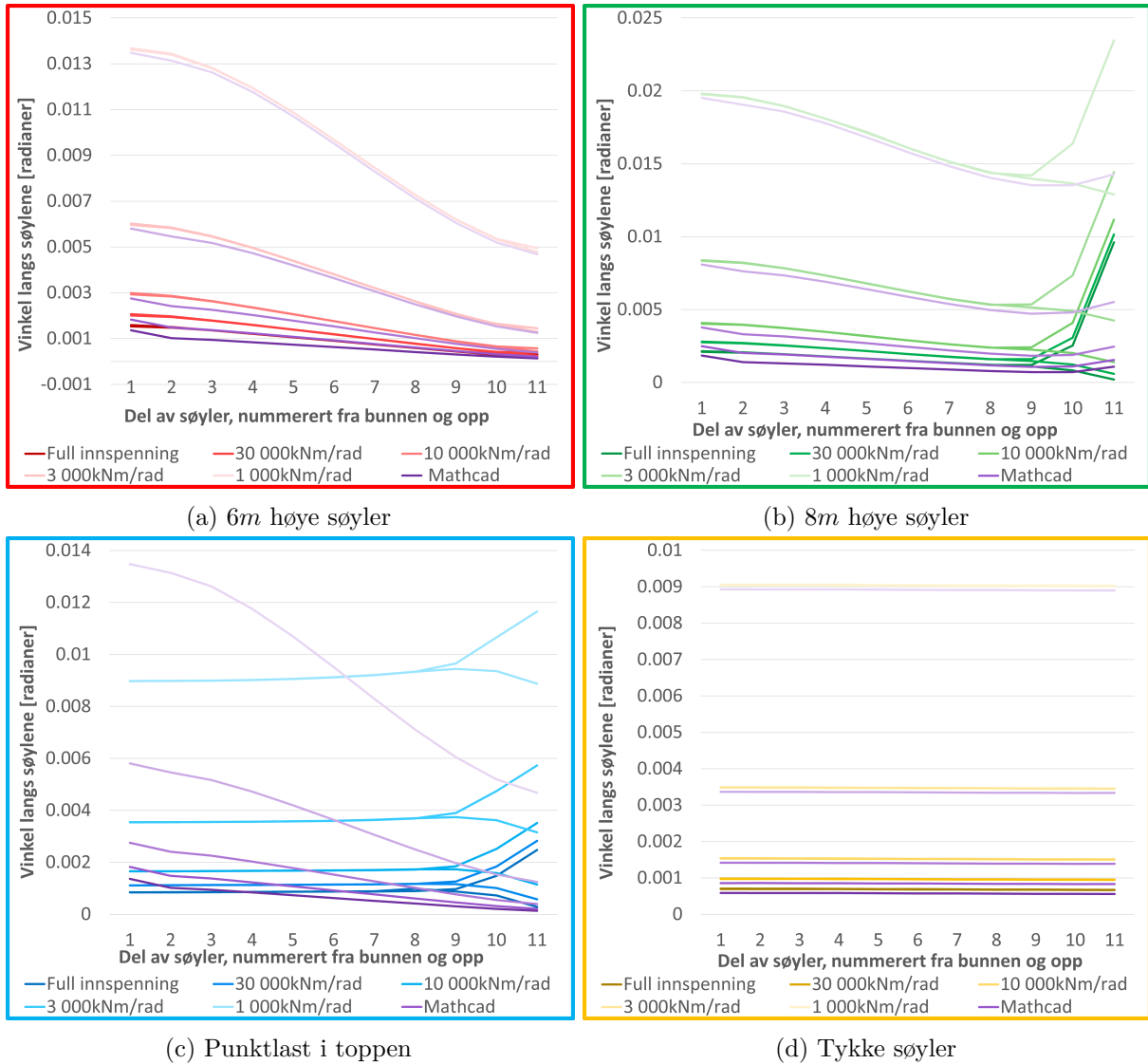
Mathcad-ark versjon nummer tre

På grunn av avviket mellom FEM-analyser og Mathcad-ark versjon nummer to, ble versjon nummer tre av Mathcad-arket utarbeidet. Versjon nummer tre av Mathcad-arket finnes i Vedlegg P3. Her sammenlignes versjon nummer tre av Mathcad-arket med FEM-analysene. Figur 7.22 viser innspenningsmomentene som oppstod i endene til hvert HBE-element, nummerert fra bunn til topp, ved forskjellige grader av innspenning i koblingene. Merk at verdiene på vertikalaksen ikke alltid starter på 0 kNm .



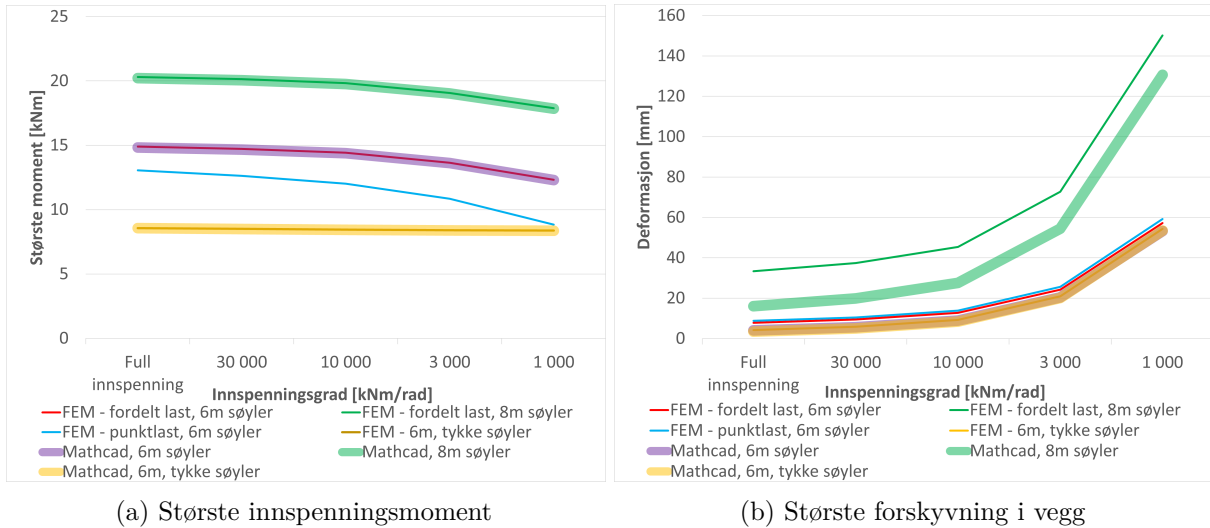
Figur 7.22: Fordelingen av innspenningsmomenter for Mathcad-ark versjon tre

Figur 7.23 viser hvordan søylenes vinkel endrer seg langs søylene, ifølge Mathcad-ark versjon nummer tre og FEM-analysene.



Figur 7.23: Vinkel mellom vertikalakse og søyler for Mathcad-ark versjon tre

Videre viser Figur 7.24 en sammenligning mellom FEM-analyser og Mathcad-ark versjon nummer tre for de største innspenningsmomentene som oppstod i koblingene mellom søyler og HBE-elementer, samt største forskyvning i veggen. Slik som Figur 7.21, fungerer Figur 7.24 som en oppsummering av Figur 7.22 og Figur 7.23, siden det er maksverdier som vises. De tykke lilla linjene i figuren representerer både blå og rød linje, ettersom Mathcad-ark versjon nummer tre ikke skilte mellom tilfellet der vindlasten ble påført som en jevnt fordelt last på HBE-veggen, og tilfellet der den ble påført som en punktlast i toppen av HBE-veggen. Den nederste tykke linjen i Figur 7.24b ser mørkegul ut ettersom den tykke gule linjen overlapper med den tykke lilla linjen.



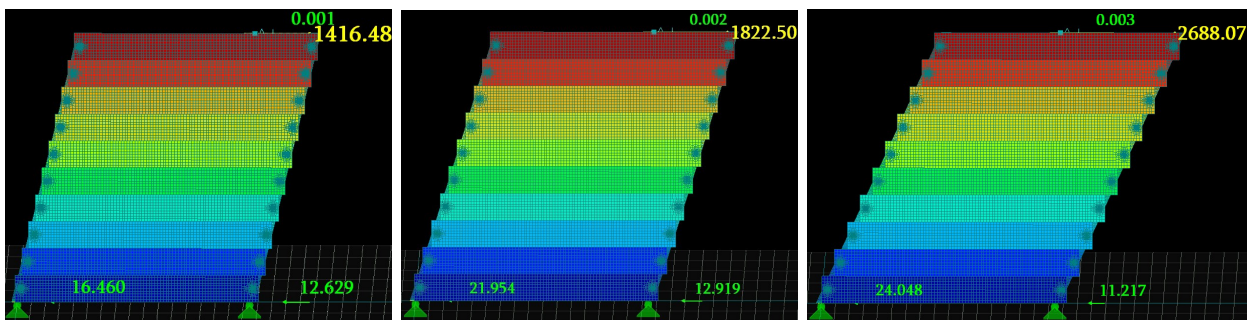
Figur 7.24: Største momenter og forskyvninger for Mathcad-ark versjon tre

7.4.3 Verifisering av Mathcad-ark ved bruk av skallelementer

Her presenteres resultater fra FEM-analysene der skallelementer ble brukt, beskrevet i Kapittel 6.7.4. Testen av forskyvningen i bjelkeelement-skrueene (Vedlegg O7 og Vedlegg O8) ga en $\Delta(F) = 0.0509 \frac{mm}{kN}$, slik at det var denne verdien som ble angitt i Mathcad-arkene for sammenligning med skallelementanalysene i FEM.

Sammentrykking av elementer

Figur 7.25 viser deformert form til skallelementanalysene med kun én skrue i hver kobling. Modellen som ble laget i rFEM for denne analysen finnes i Vedlegg O9. Horizontal forskyvning i toppen av HBE-veggen i mm (gul tekst) og opplagerkrefter i kN (grønn tekst) kan ses i Figur 7.25. Til sammenligning hadde en tilsvarende HBE-vegg i Mathcad-ark versjon nummer tre 700,80mm horisontal forskyvning i veggens topp.



Figur 7.25: Deformert form og opplagerkrefter ved kun én skrue i hver kobling

Det var kun for denne analysen at det ble oppdaget problemer med konvergering, slik at konvergenzkriteriet ble endret. Konvergeringsproblemene som oppstod var at maksimal forskyvning ikke nærmet seg en fast verdi før rFEM gikk videre til neste laststeg. Med andre ord ble de matematiske kriteriene for konvergens oppfylt selv om beregningene enda ikke hadde konvertert mot en løsning. Dette skjedde ikke for noen av de andre analysene som ble gjennomført. I tillegg kan det ses fra Figur 7.25 at summen av opplagerkreftene var mindre enn størrelsen til påført vindlast, noe som heller ikke var tilfelle for de andre analysene som ble gjennomført.

Endelig verifikasjon av Mathcad-ark

Her presenteres resultatene fra skallelementanalysen som ble gjennomført for endelig kontroll av Mathcad-arket, samt bjelkeelementanalysen som ble laget for å komplimentere skallelementanalysen. Modellene som ble laget i rFEM for denne skallelementanalysen og for komplimenterende bjelkeelementanalyse finnes i henholdsvis Vedlegg O10 og Vedlegg O11. Horisontal forskyvning i toppen av HBE-veggen, samt største skruerkraft er presentert i Tabell 7.8 for skallelementanalysen og for Mathcad-ark versjon nummer tre. Grunnen til at det skilles mellom to søyler for FEM-analysen men ikke for Mathcad-arket, er at i Mathcad-arket ble det antatt at begge søylene opplevde lik belastning.

Tabell 7.8: Sammenligning av største skruerkraft og horisontal forskyvning i toppen av HBE-veggen

	Søyle 1 i FEM	Søyle 2 i FEM	Søyler i Mathcad-ark
Største skruerkraft	19,06kN	19,21kN	19,27kN*
Horisontal forskyvning	20,52mm	20,41mm	20,44mm
Opplagerkraft	30,50kN	27,51kN	34,8kN

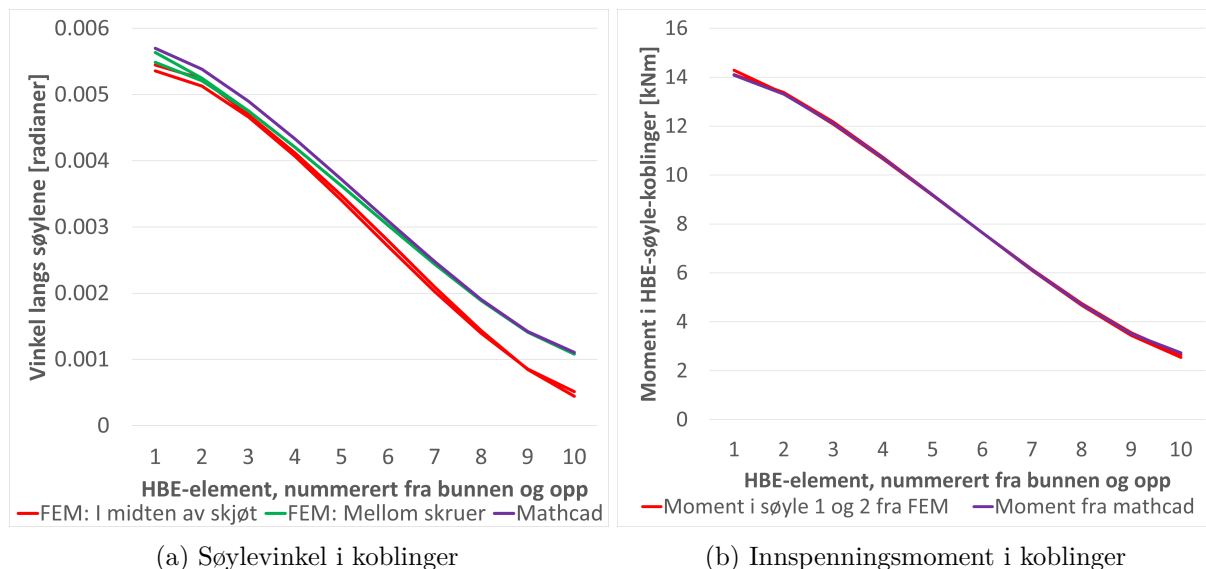
*19,27kN er skjærkraft per effektive skrue. Dersom effektivt antall skruer ikke tas hensyn til blir største skjærkraft i skrue 18,49kN.

Med tanke på spenninger i søyler og HBE-elementer i FEM-analysen oppstod de største spenningene i singulariteter ved skrueforbindelsene, selv om det var lagt til 7mm store områder med spenningsutjevning i hver skrueforbindelse. Både skjær- og aksialspenninger ble derfor lest av et stykke fra skrueforbindelsene, men likevel i nærheten av skruene siden det var der de største spenningene oppstod. Aksialspenningene som ble observert var ikke høyere enn 4,5MPa i søylene og 3,5MPa i HBE-elementene. Videre ble det ikke observert skjærspenninger høyere enn 2,0MPa, hverken for søylene og HBE-elementene, med unntak av rett ved skruene. I midten av HBE-elementene var derimot største skjærspenning 0,2MPa, siden skjærspenningen på 2,0MPa fortsatt var en toppverdi som oppstod i nærheten av skruene. Utnyttelsesgradene som ble regnet ut basert på disse verdiene fra FEM, samt utnyttelsesgradene som ble regnet ut i Mathcad-ark versjon nummer tre er presentert i Tabell 7.9.

Tabell 7.9: Utnyttelsesgrader i bruddgrensetilstanden for søyler og HBE-elementer

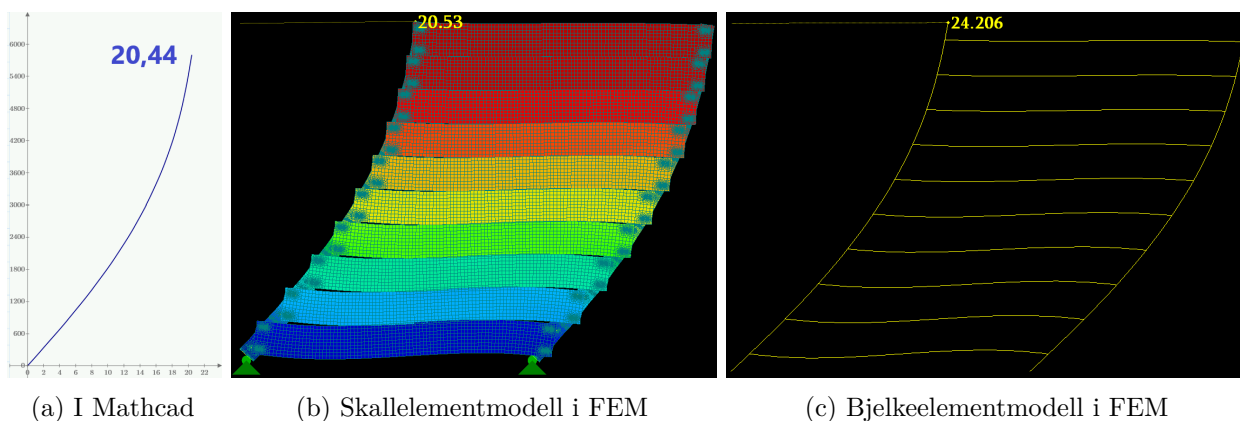
	Bøyning+aksial		Skjær	
	Søyler	HBE	Søyler	HBE
FEM	23,5%	18,3%	59,7%	59,7% en kort avstand fra skruene 6,0% midt i HBE-elementene
Mathcad	15,2%	14,6%	36,1%	6,0%

Videre viser Figur 7.26 søylenes vinkel i koblingene mellom søyler og HBE-elementer, samt innspenningsmomentet i hver kobling fra bunn til topp. I Figur 7.26a representerer den røde linjen søylenes vinkel i midten av koblingene, mens den grønne linjen representerer søylenes vinkel målt mellom skrueforbindelsene i hver kobling, som forklart i Kapittel 6.7.4.



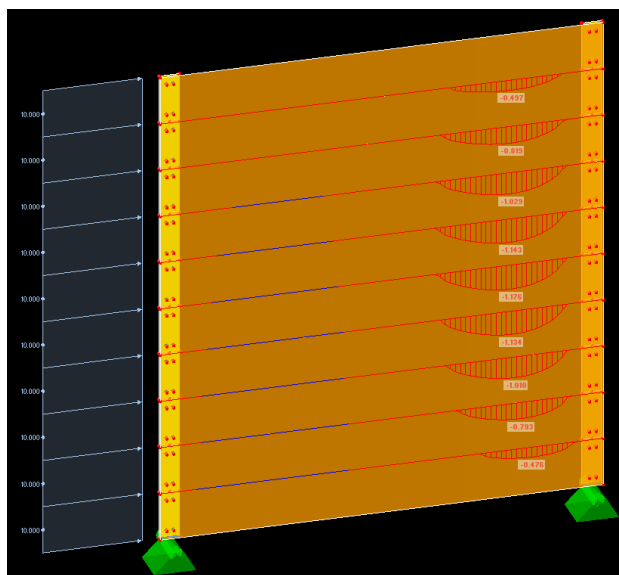
Figur 7.26: Søylevinkler og innspenningsmomenter for skallelementanalyse og Mathcad-ark versjon tre

Søylenes deformasjon i Mathcad-ark versjon nummer tre, samt deformert form i HBE-veggen for skallelementanalysen og bjelkeelementanalysen vises i henholdsvis Figur 7.27a, Figur 7.27b og Figur 7.27c. Deformasjonen i alle disse figurene er skalert opp med en faktor på 150.



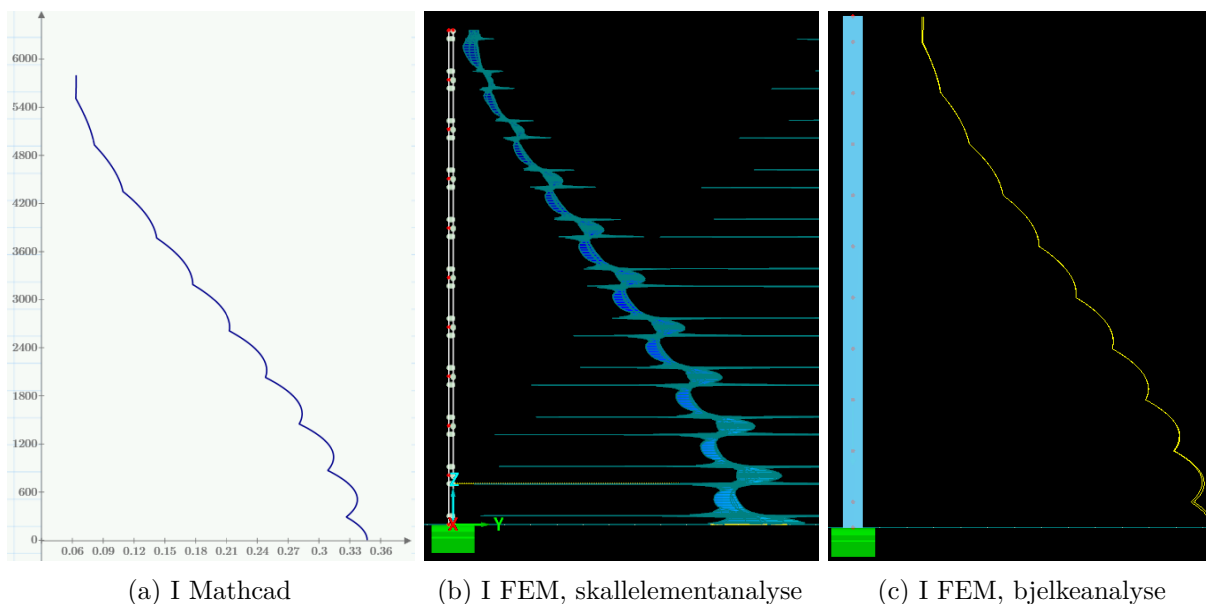
Figur 7.27: HBE-veggenes deformasjon, skalert opp med en faktor på 150

Figur 7.28 viser kontakttrykket mellom HBE-elementene i skallelementanalysen.



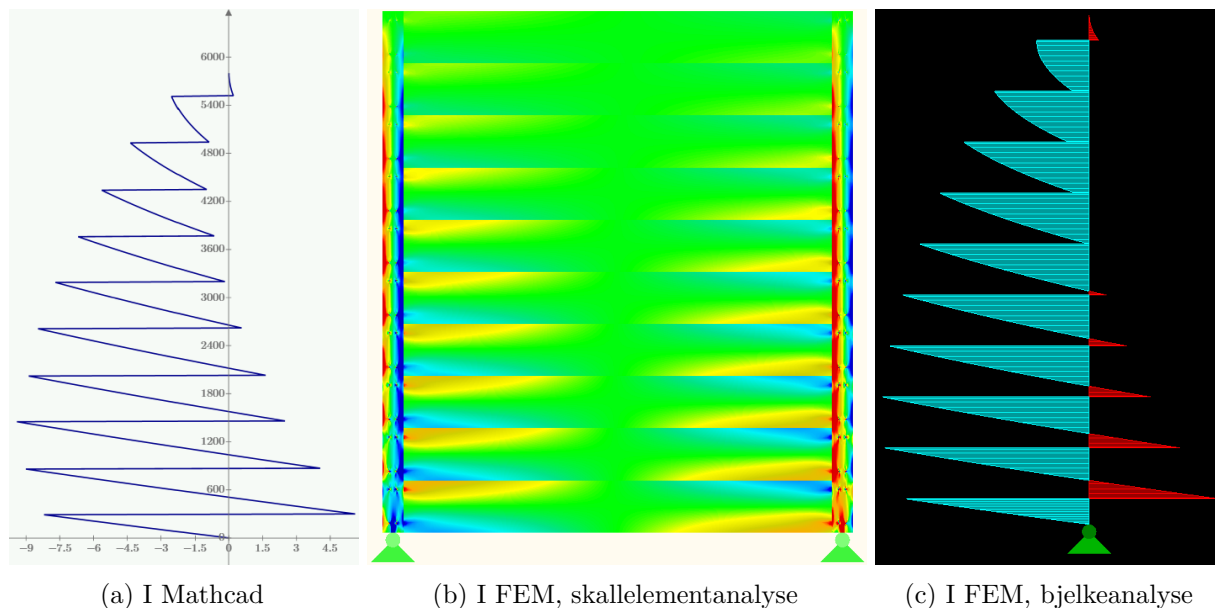
Figur 7.28: Kontakttrykk mellom HBE-elementer

Diagrammene i Figur 7.29 viser størrelsen på søylenes rotasjonsvinkel i forskjellige deler av søylene for Mathcad-ark versjon nummer tre, skallelementanalysen og bjelkeelementanalysen. En høy verdi på horisontalaksen betyr at vinkelen mellom søylene og vertikal retning er stor, mens en lav verdi betyr at søylene går i tilnærmet vertikal retning. Figuren viser altså at søylenes vinkel er størst i bunnen, og avtar mot toppen av søylen, slik som også kan ses fra Figur 7.27.



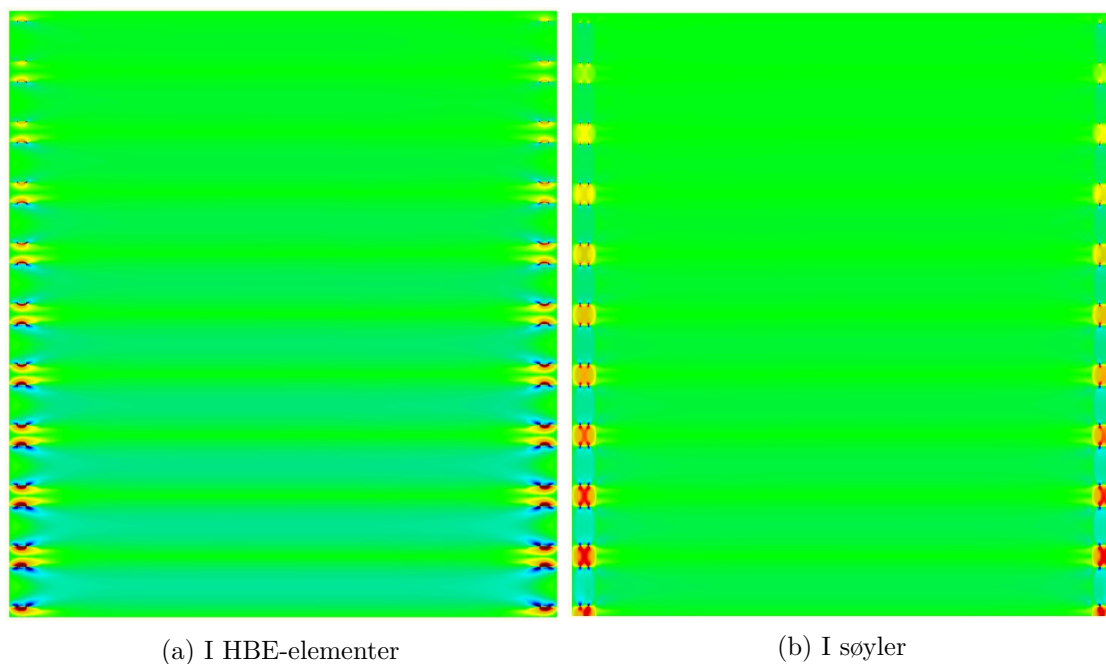
Figur 7.29: Diagram over vinkel i søylene

Figur 7.30a og Figur 7.30c viser momentdiagrammet for søylene i Mathcad-ark versjon nummer tre og bjelkeelementanalysen. Tilsvarende viser Figur 7.30b fordelingen av spenninger i elementenes lengderetning for skallelementanalysen, siden rene momentdiagram for dette momentet ikke gis for skallelementer. Fargeplottet i Figur 7.30b er modifisert slik at de sterkeste blå- og rødfargene viser til henholdsvis strekk- og trykkspenninger som er mye mindre enn de maksimale spenningene. Dette ble gjort for å kunne se hvordan spenningene fordelte seg i selve trekomponentene, ettersom de maksimale spenningene befant seg i spenningstopper nær skruene.



Figur 7.30: Momentdiagram i søylene

Videre viser Figur 7.31 hvordan skjærspenningene fordelt seg i skallelementanalysen. Figur 7.31a viser skjærspenninger i HBE-elementene, mens Figur 7.31b viser søylenes skjærspenning med HBE-elementene i bakgrunnen. Fargeplottet i Figur 7.31 er modifisert på samme måte som i Figur 7.30b, slik at fordelingen av spenninger lettere kan ses.



Figur 7.31: Fordeling av skjærspenninger i skallelementanalysen

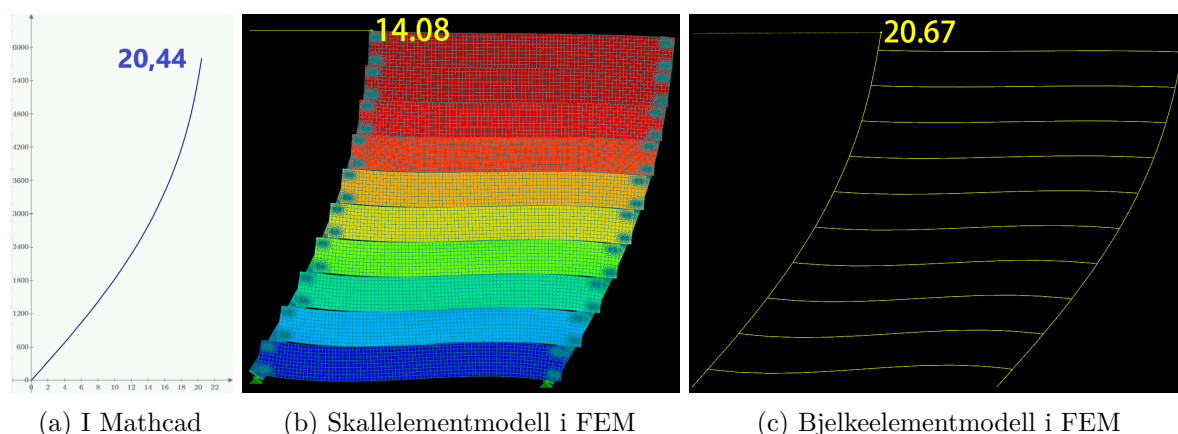
7.4.4 Observert deformasjonsoppførsel i tilleggssanalyser

Resultater fra tilleggssanalysene i FEM for de fritt opplagde bjelkene beskrevet i Kapittel 6.7.5 er presentert i Tabell 7.10. Modellene som ble laget i rFEM for skallelement- og bjelkeelementanalysene av disse fritt opplagte bjelkene finnes i Vedlegg O12 og Vedlegg O13.

Tabell 7.10: Vinkel i bjelkeender ved $10kNm$ påført moment i hver bjelkeende

	Skjærmodul fra Eurokode 5 [14]	100x større skjærmodul
Bjelkeelementer i FEM	0,000819rad	0,000679rad
Skallelementer i FEM	0,000816rad	0,000678rad
Bjelkeformel	0,000678rad	

Resultatene fra tilleggssanalysene i FEM av HBE-veggen der skjærmodulene ble satt 100 ganger større enn verdiene fra Eurokode 5 [14] er vist i Figur 7.32. Vedlegg O14 og Vedlegg O15 inneholder modellene i rFEM med henholdsvis skallelementer og bjelkeelementer for disse analysene. Som det kan ses fra Tabell 7.10 og ved sammenligning av Figur 7.32 med Figur 7.27, var deformasjonen merkbart mindre dersom skjærmodulene ble satt 100 ganger større slik at skjærdeformasjoner ble små.



Figur 7.32: HBE-veggen deformasjon med liten skjærdeformasjon, skalert 150 ganger opp

7.5 Dimensjonering av HBE-vegg for vindavstivning

I dette kapittelet presenteres ulike løsninger for avstivning av konstruksjonen slik at den skal oppnå tilstrekkelig global stabilitet. I første underkapittel er det selve HBE-elementene sin avstivningseffekt som benyttes, mens i Kapittel 7.5.2 presenteres en alternativ løsning der diagonale stålstag brukes til vindavstivning, mens HBE-veggen kun tjener som en ikkebærende vegg.

7.5.1 Bruk av HBE-elementer som veggavstivning

Her presenteres resultatene fra Kapittel 6.8, der HBE-veggen ble dimensjonert for å stive av vindlast. Antall skruer det var behov for, samt lastvirkninger og bredden søylene måtte ha for å få plass til skruene, er presentert i Tabell 7.11, Tabell 7.12 og Tabell 7.13 for skruene med kjernediameter på henholdsvis $4mm$, $5,4mm$ og $7mm$. Når det står «x skruer over y rader» i tabellene betyr det at det var behov for rader med x skruer ved siden av hverandre, samt at det var y slike rader i høyden i hver kobling mellom søyle og HBE-element.

Tabell 7.11: Skrueantall, søylebredde og lastvirkninger ved bruk av 4mm-skruer

4mm skruer, 600mm søylebredde, 10 skruer over 10 rader				
	K_{ser}	K_u	Treteknisk	FEM
Forskyvning δ	30,4mm	41,2mm	27,4mm	44,6mm
Utnyttelse for δ	50,7%	68,7%	45,6%	74,2%
Skjærkraft F_{max} i skrue	2,79kN	2,69kN	2,67kN	2,38kN
Kapasitetsutnyttelse for F_{max}	96,4%	92,9%	92,3%	82,4%
Største Δ i skrue	2,01mm	2,91mm	3,18mm	8,68mm
Søyle, Moment og trykk	10,4%	11,5%	11,5%	14,6%
Søyle, Skjær	31,2%	31,2%	31,2%	31,2%
HBE, Moment og trykk	27,6%	26,6%	26,4%	23,5%
HBE, Skjær	11,4%	11,0%	10,9%	9,7%

Tabell 7.12: Skrueantall, søylebredde og lastvirkninger ved bruk av 5,4mm-skruer

5,4mm skruer, 600mm søylebredde, 9 skruer over 8 rader				
	K_{ser}	K_u	Treteknisk	FEM
Forskyvning δ	33,7mm	46,2mm	29,3mm	41,6mm
Utnyttelse for δ	56,2%	77,0%	48,8%	69,4%
Skjærkraft F_{max} i skrue	4,05kN	3,89kN	3,87kN	3,52kN
Kapasitetsutnyttelse for F_{max}	99,3%	95,6%	95,1%	86,4%
Største Δ i skrue	2,16mm	3,12mm	3,57mm	5,91mm
Søyle, Moment og trykk	10,8%	11,9%	11,9%	14,5%
Søyle, Skjær	31,2%	31,2%	31,2%	31,2%
HBE, Moment og trykk	27,3%	26,2%	26,1%	23,6%
HBE, Skjær	11,3%	10,9%	10,8%	9,8%

Tabell 7.13: Skrueantall, søylebredde og lastvirkninger ved bruk av 7mm-skruer

7mm skruer, 450mm søylebredde, 7 skruer over 6 rader				
	K_{ser}	K_u	Treteknisk	FEM
Forskyvning δ	38,5mm	53,3mm	30,1mm	32,0mm
Utnyttelse for δ	64,2%	88,9%	50,2%	53,3%
Skjærkraft F_{max} i skrue	6,07kN	5,85kN	5,89kN	5,6kN
Kapasitetsutnyttelse for F_{max}	98,4%	94,9%	95,5%	90,7%
Største Δ i skrue	2,50mm	3,62mm	3,62mm	4,65mm
Søyle, Moment og trykk	14,9%	16,7%	15,9%	18,3%
Søyle, Skjær	41,6%	41,6%	41,6%	41,6%
HBE, Moment og trykk	29,7%	28,6%	28,9%	27,4%
HBE, Skjær	12,3%	11,9%	12,0%	11,4%

Lastvirkninger, samt skrueantallet og søylebredden som var nødvendig for at HBE-veggen skulle kunne stive av vindlast er presentert i Tabell 7.14 og Tabell 7.15 for henholdsvis tilfellet der HBE-elementene var 1m høye og for tilfellet der HBE-veggen var 6m høy.

Tabell 7.14: Skruerantall, søylebredde og lastvirkninger ved bruk av 7mm-skruer og 1m høye HBE-elementer

7mm skruer, 350mm søylebredde, 5 skruer over 10 rader				
1m høyt HBE-element	K_{ser}	K_u	Treteknisk	FEM
Forskyvning δ	18,2mm	25,0mm	14,4mm	14,4mm
Utnyttelse for δ	30,4%	41,7%	24,0%	23,9%
Skjærkraft F_{max} i skrue	5,9kN	5,79kN	5,83kN	5,68kN
Kapasitetsutnyttelse for F_{max}	95,7%	94,0%	94,5%	92,0%
Største Δ i skrue	2,44mm	3,59mm	3,50mm	4,89mm
Søyle, Moment og trykk	25,0%	25,7%	25,5%	26,6%
Søyle, Skjær	53,4%	53,4%	53,4%	53,4%
HBE, Moment og trykk	19,3%	18,9%	19,0%	18,5%
HBE, Skjær	13,8%	13,5%	13,6%	13,2%

Tabell 7.15: Skruerantall, søylebredde og lastvirkninger ved bruk av 7mm-skruer i en 5m høy HBE-vegg

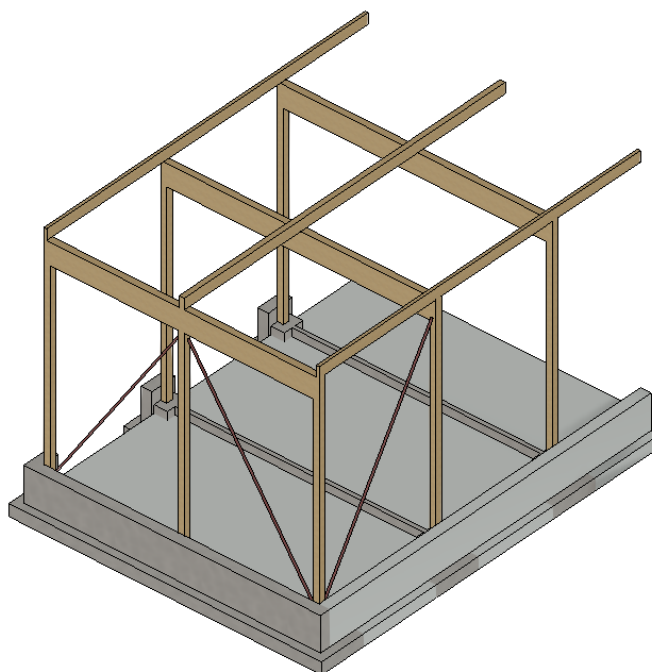
7mm skruer, 350mm søylebredde, 5 skruer over 4 rader				
5m høy vegg	K_{ser}	K_u	Treteknisk	FEM
Forskyvning δ	20.76mm	29.78mm	15.36mm	16.01mm
Utnyttelse for δ	62.30%	89.30%	46.10%	48%
Skjærkraft F_{max} i skrue	5.44kN	5.2kN	5.32kN	5.04kN
Kapasitetsutnyttelse for F_{max}	88.20%	84.30%	86.20%	81.70%
Største Δ i skrue	2,245mm	3,215mm	2,5mm	3,38mm
Søyle, Moment og trykk	13,1%	14,2%	13,6%	14,9%
Søyle, Skjær	29,7%	29,7%	29,7%	29,7%
HBE, Moment og trykk	14,5%	13,8%	14,2%	13,4%
HBE, Skjær	6,0%	5,7%	5,9%	5,6%

Feil ved analytiske beregninger

I etterkant av at de analytiske beregningene var gjennomført ble det oppdaget to feil. Vindlasten som virket i hver av byggets kortsider ble beregnet til å være 18,56kN/m. Nærmere beregninger viste imidlertid at denne lasten skulle vært 16,95kN/m. Feil i lastberegningene ble først oppdaget på et sent stadium, og for å gjøre resultatene sammenlignbare ble 18,56kN/m brukt konsekvent for å regne på HBE-veggens respons. Videre, når en søyle i HBE-veggen belastes med vindlast vil deler av denne vindlasten overføres til den andre søylen gjennom HBE-elementene, noe som vil medføre en trykkraft i HBE-elementene. Denne trykkraften vil overføres gjennom skrueforbindelsene slik at skjærkraften i skruene blir større, men dette ble ikke tatt hensyn til ved beregning av maksimal skjærkraft i skrue.

7.5.2 Diagonal avstivning som alternativ

Som et alternativ til kun å benytte HBE-elementer for avstivning ble det dimensjonert stålstag som skråavstivere. Stagene skal ta opp strekkreftene som oppstår som følge av momentet fra vindlasten. Skråavstiverne er tiltenkt plassert nedenfra i hvert av byggets ytterhjørner og opp til veggens topp i en vinkel lik 61° , som illustrert i Figur 7.33. Utført håndberegning resulterte i at varmvalset vinkelstål med dimensjon $60 \times 8 \text{ mm}$ av S355 kvalitet ble valgt for å ta opp den antatte vindlasten. Dette ga en kapasitetsutnyttelse på $84,6\%$ i bruddgrensetilstand med lastfaktor på 1,5 for vindpåkjenningen. Beregningen kan finnes i Vedlegg Q.



Figur 7.33: Prinsipp skråavstivning

8 | Diskusjon

Her diskuteres og tolkes resultatene, samt eventuelle svakheter og begrensninger ved dem. Nye resultater presenteres ikke, men bilder og tabeller fra resultatkapittelet gjengis for å gi oppfriskninger av resultatene.

8.1 Tilhørende bæresystem

I dette kapittelet drøftes resultatene av hvordan det tilhørende bæresystemet er løst, og hvordan den globale stabiliteten i bygget ivaretas.

8.1.1 Laster og statiske systemer

Alle laster som er benyttet i dette prosjektet er hentet direkte fra NS-EN standarder eller produktbeskrivelser fra leverandør. Hvordan lastene fordeler seg til de ulike konstruksjonselementene er derimot basert på egne antagelser. Det er gjort forenklinger hvor det er valgt å bruke største opptredende last på flere like konstruksjonselementer selv om disse sannsynligvis ikke opplever samme laster i praksis. Dette valget kan ha medført at enkelte konstruksjonsdeler til en viss grad er blitt større enn de trenger å være. Når det gjelder forbindelser ble for eksempel største vindlast som oppstod i byggets hjørner benyttet på hele byggets langsider, med det resultatet at søyler og forbindelser dimensjoneres likt over hele bygget. Til tross for at enkelte komponenter da blir større enn nødvendig trenger ikke dette nødvendigvis være et dumt valg. Fordelen ved å gjøre det slik er mer effektiv beregningstid, samt at konstruksjonen fremstår helhetlig når samme type konstruksjonsdeler lages like. I tillegg kan det tenkes at risiko for misforståelser og feil ved produksjon og montering reduseres. På en annen side fører overdimensjonering til høyere materialforbruk, noe som ikke er i tråd med FN's bærekraftsmål. Sett i kostsammenheng kan det også diskuteres hva som er mest lønnsomt av redusert prosjekteringstid eller optimalisert materialbruk, men dette ville vært et sidesprang i denne oppgaven.

Det er gjort flere relativt grove antagelser når det gjelder fordelingen av vindlast i bygget. Det er for eksempel antatt at alt av vindsug som virker på taket fordeles likt blant alle forbindelser som binder åser til dragere, uavhengig av om forbindelsen er plassert i byggets midtre del eller ytre del. I praksis er dette en enkel måte å gjennomføre beregningene, men i realiteten vil lastene fordeles mer vilkårlig. Som konstruktør er det viktig å være bevisst på slike valg og hvilke konsekvenser det gir, da det i noen tilfeller kan føre til at størrelsen på enkelte laster blir feil. En annen antagelse som kan diskuteres er hvordan vindlasten på byggets langvegger fordeles seg. For beregning av bolteforbindelser mellom søyle og betong er det i denne oppgaven antatt at halve lasten går direkte ned i betongfundamentene, mens den andre halvparten fordeles likt til hver kortvegg som illustrert i Figur 6.16b. Ved beregning av bolteforbindelser mot betongfundamentene i langveggene er denne antagelsen konservativ fremfor å anta at all vindlast fordeles seg ut til kortveggene. Ut fra resultatene bør det også nevnes at mesaninen utsettes for relativt høy nyttelast, og at denne som et alternativ kunne vært vurdert å være lavere avhengig av bruk. NS-EN 1991-1-1:2002 [85] oppgir nyttelast for gulv til å være $5,0kN/m^2$ dersom bygget settes i kategori D som gjelder forretningsarealer. Videre ble det tenkt i denne oppgaven at mesaninen klassifiseres til D2 «arealer i varehus», som er et valg som kunne vært diskutert. Dersom mesaninen i hovedsak benyttes til lagring er D2 et rimelig valg og ikke minst konservativt, men om mesaninen i dette lagerbygget i det hele tatt bør defineres som «areal i et varehus» er usikkert. Alternativt kunne mesaninen vært satt i kategori C «kontorarealer» dersom hovedbruken tilsier dette. I så tilfelle kunne nyttelasten vært redusert fra $5,0kN/m^2$ til $3,0kN/m^2$ i henhold til NS-EN 1991-1-1:2002 [85], og dette ville utgjort en vesentlig forskjell for valg av dimensjoner.

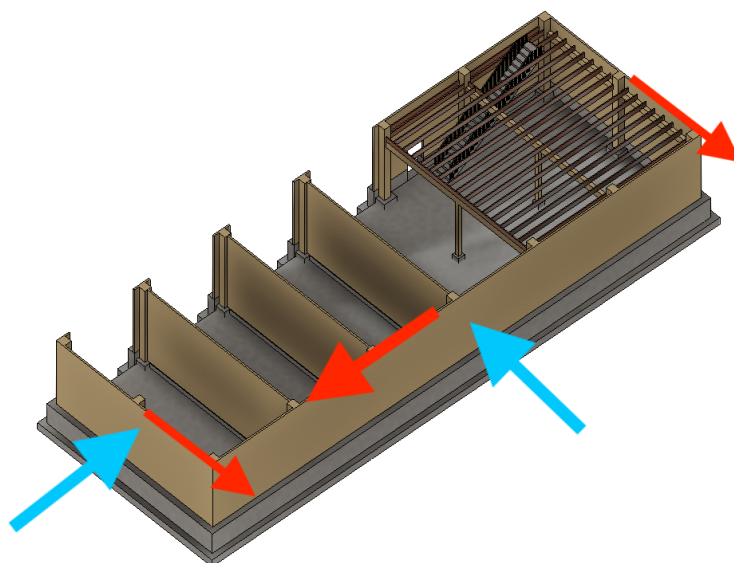
8.1.2 Valg av konstruksjonselementer og forbindelser

Ifølge beregninger innehar det valgte bæresystemet som oppsummeres i Tabell 7.4 og Tabell 7.5 tilstrekkelig styrke og lokal stabilitet. Basert på utnyttelsesgrader for konstruksjonsdeler med maks belastning anses konstruksjonsdelene å være relativt godt utnyttet. Foreslåtte dimensjoner virker også fornuftige i forhold til oppgitt påkjenning fra Tabell 7.2 og Tabell 7.3. Det er imidlertid viktig å presisere at valgte konstruksjonselementer og oppbygningen av bæresystemet kun er et forslag til løsning som tilfredsstiller grensetilstandene. Med relativt frie tøyler for valg av løsninger fra oppdragsgivers side kunne bæresystemet også vært utformet på andre måter enn hva som beskrives i denne oppgaven. Dette gjelder spesielt for valget av forbindelser.

Forbindelsene som er benyttet for sammenføring av konstruksjonselementer er basert på både synlige og innslittede stålplater, samt bolter, skruer og dybler av stål. Det finnes en rekke løsninger for hvordan dette kunne vært utført, og resultatene viser at enkelte forbindelser med fordel kanskje kunne vært utført annerledes. Denne påstanden kan begrunnes med at enkelte skrueforbindelser måtte ha relativt store dimensjoner for å innfri bruddkriteriene. Dette gjelder spesielt innfestningen av bjelkeskoene som holder oppe drager under mesaninen. Det er riktignok dimensjonert med høy nyttelast på mesaninen, og dette resulterte i 8stk 16x160mm skruer i hver bjelkesko. For å unngå disse dimensjonene kunne det tenkes at det hadde vært mer fornuftig å legge inn en egen søyle i hver ende som drageren kan hvile på fremfor bjelkesko. Et slikt valg går i tilfelle på bekostning av tilgjengelig plass i etasjen under mesaninen. Alternativt ville en lavere nyttelast på mesaninen som nevnt i Kapittel 8.1.1 kunne resultert i mindre dimensjoner eller redusert antall skruer i bjelkeskoforbindelsen.

8.1.3 Stabilitet

Måten case-bygget er utformet på gir gode forutsetninger for å sikre den globale stabiliteten. Som tidligere nevnt, trengs det minst tre veggavstivere som må plasseres uten felles krysningspunkt for å sikre stabilitet. I dette bygget kan det antas at langveggen uten utsparinger og de to kortveggene vil fungere som veggavstivere. De lyseblå vektorene på Figur 8.1 illustrerer ytre krefter i form av vindlast, mens røde vektorer er reaksjonskrefter fra veggavstiverne. Veggavstiverne vist i Figur 8.1 er plassert for å motstå horisontal translasjon i begge retninger, samt rotasjon fra ytre laster. Forutsetningen for at de ytre kreftene overføres til veggavstiverne er at tilstøtende dekke er konstruert for å gjøre det. I dette prosjektet er det valgt å benytte et takdekke fra Ruukki [83]. Etersom takplatene anses å være stive i sitt eget plan, vil takkonstruksjonen utgjøre en stiv skive som kan være i stand til å overføre krefter til de antatte veggavstiverne dersom takplatenes kapasitet er tilstrekkelig. Et alternativ til stiv skivekonstruksjon i taket kunne vært å benytte seg av skråavstivere i takkonstruksjonen.



Figur 8.1: Veggavstivere

Skillevegger og bjelkelag kan tenkes å ha positiv effekt med tanke på at det gir redusert knekk lengde i søylene som er plassert i yttervegger. Det er heller ikke urimelig å tenke seg at innerveggene i praksis vil bidra med stivhet når langsidenes utsettes for vindlast. I så fall må veggene være godt forankret til grunnen, og inneha tilstrekkelig stivhet til å overføre lastene ned i betongen. Med hensyn til at byggherre skal ha mulighet til å endre planløsningen i senere tid, må bygget uansett ha tilstrekkelig kapasitet dersom det kun er ytterveggene som er veggavstivere. Av samme grunn er søylene antatt å kun være avstivet mot knekking parallelt med ytterveggene.

8.2 Gyldigheten og nøyaktigheten til gjennomførte FEM-analyser

Her vurderes gyldigheten og brukbarheten av FEM-analysene som ble gjennomført. Som utgangspunkt for diskusjonen tas det hensyn til at analysene ikke brukes som eneste beregning, men i kombinasjon med andre kilder og andre beregninger. Generelt kan det nevnes at det sannsynligvis ikke har oppstått vesentlige feil i FEM-analysene på grunn av endring av kreftenes fordeling ved deformert form, siden «large deformation» ble valgt for å regne på geometriske ikkelineariteter. Sannsynligvis har heller ikke dårlig elementform medført store feil eller unøyaktigheter i analysene siden kriteriene som ble satt for meshen var tilfredsstillende for alle elementene i alle analysene, med unntak av analysen av 4mm-skruen med 1,0mm mesh. Videre vil virkeligheten alltid være mindre ideell enn en FEM-analyse, slik at FEM-analyser kun kan tilnærme virkeligheten til en viss grad.

8.2.1 Forskyvningen i HBE-veggenes skrueforbindelser

Fra Figur 7.11 kan det tydelig ses en forskjell mellom forskyvningen i skrueforbindelsene før og etter symmetribetingelser ble anvendt. Dette avviket skyldtes ikke forskjeller i opplagerbetingelser, laster, geometri eller materialegenskaper ettersom disse ble kontrollert i etterkant. En mulig årsak til avviket kan være at modellen kan ha oppført seg annerledes da hullet til skruen ble laget ved bruk av åpningsfunksjonen i rFEM før symmetri ble anvendt, som beskrevet i Kapittel 6.7.2, sammenlignet med når hullet i treet ble modellert direkte ved bruk av linjer og flater etter at symmetri var anvendt. Det kan heller ikke utelukkes at kontaktbetingelsene mellom elementene ble påvirket av denne forskjellen i modelleringsmetode.

Med tanke på meshfinhet kan både Figur 7.11 og Figur 7.13 brukes for å vurdere gyldigheten av resultatene. Figur 7.11 viser at for modellen som anvendte symmetribetingelser var elementstørrelse av minimal betydning, mens for modellen som ikke anvendte symmetri økte forskyvningen i skrueforbindelsen når elementstørrelsen ble redusert. Videre ble analysen for 4mm-skruen gjennomført med både 1,0mm og 1,5mm mesh i skruen, og ifølge Figur 7.13 ga det minimal effekt på forskyvningen i skrueforbindelsen da elementstørrelsen ble endret fra 1,5mm til 1,0mm i skruen. De andre skruene ble modellert med enten like mange eller flere elementer i hver skrue, slik som Figur 7.12 viser. Disse resultatene tilsier at valg av elementstørrelse ikke førte til store feil i FEM-analysene der symmetribetingelser var anvendt, men de bidrar samtidig til å understreke forskjellen mellom modellene før og etter symmetribetingelser ble anvendt.

Når det kommer til materialegenskaper er det mulig at trevirket i virkeligheten vil være stivere enn hva som defineres i FEM-analysene. Dette fordi materialegenskapene som er brukt for treet i FEM baserer seg på tre som et materiale med homogene ortotrope egenskaper, der effekten av kvist og andre uregelmessigheter er tatt med i materialegenskapene. Dersom trevirket rundt en skrue er uten kvist og andre feil, vil skrueforbindelsen med høy sannsynlighet være stivere. Det er derimot også mulig at stivheten i treet blir lavere dersom en skrue plasseres direkte i en kvist eller en annen materialfeil.

FEM-analysene av skrueforbindelsene kan ikke brukes for beregninger i bruddgrensetilstanden, siden Tsai-Wu feilkriteriet ikke skiller mellom kapasitetsoverskridelser i trykk, strekk og skjær. Samtidig tas det ikke hensyn til skruenes gjenger, annet enn at kontakten mellom treet og skruen regnes som fullt samvirkende i skruens lengderetning. At FEM-analysene er lite egnet for bruddlastberegninger kan også observeres fra Figur 7.13, Figur 7.14 og Figur 7.15, der det kan ses at FEM-modellene blir ustabile ved last som er vesentlig lavere enn kapasiteten i henhold til Eurokode 5 [14]. Det at FEM-analysene blir ustabile ved en slik last betyr også at regresjonene for $\delta(F)$ lages basert på målepunkter med lavere last enn skruenes kapasitet. For større skjærbelastninger i skruene enn FEM-analysenes maksimallast vil det derfor være stor grad av usikkerhet i regresjonene for $\delta(F)$.

Gitt alle aspektene ved FEM-analysene av skrueforbindelsene som er diskutert i avsnittene over, kan ikke FEM-analysene av skruene stoles på som eneste kilde til skruenes forskyvning. Analysene kan likevel brukes som et supplement til de andre kildene som er funnet for forskyvningen i skrueforbindelser.

8.2.2 Bjelkeelementanalyser av HBE-veggen

Analysene som kun brukte bjelkeelementer var de analysene det ble gjennomført flest av, og hensikten med dem var å verifisere de analytiske beregningene når det gjaldt avstivningseffekt og lastfordeling fra momentinnspenning i koblinger. Blant analysene av HBE-veggen var det disse som var mest forenklet siden søyler og HBE-elementer ble modellert som bjelkeelementer, og siden koblingen mellom søyler og HBE-elementer ble definert direkte som en innspenningsgrad. Siden disse analysene var såpass enkle betyr det at det er mindre som kan gå galt i form av feil modellering. Samtidig er nøyaktigheten som kan oppnås med slike forenklede analyser begrenset, nettopp på grunn av forenklingene som gjøres. En av forenklingene var at det ikke ble tatt hensyn til sammentrykking av elementene i disse analysene. En annen forenkling var at søyler og HBE-elementer ble regnet som endimensjonale linjer, slik at kraftoverføring i elementene var begrenset til moment, aksialkrefter, skjærkrefter og torsjon. Krefter kunne altså ikke variere langs elementenes høyde og tykkelse. Beregningsnøyaktigheten som går tapt på grunn av slike forenklinger gjør at disse FEM-analysene ikke bør brukes som endelig kontroll av de analytiske beregningene for HBE-veggenes styrke og stivhet. Analysene kan likevel brukes for å gi en pekepinn på hvordan beregninger bør justeres før en endelig analyse gjennomføres, slik de ble brukt. I tillegg kan bjelkeelement-analyser brukes for å komplimentere en endelig og mer nøyaktig kontrollanalyse. De kan også sammenlignes med en endelig analyse for å gi en pekepinn på hvor mye forenklingene i bjelkeelementanalysene har å si.

8.2.3 Skallelementanalyser av HBE-veggen

Det ble gjennomført to skallelementanalyser av HBE-veggen. Den ene analysen ble gjennomført for å kontrollere de analytiske beregningene for sammentrykking av HBE-elementene, og den andre ble gjennomført som en endelig kontroll av de analytiske beregningene. I dette underkapittelet diskuteres først gyldigheten av skallelementanalysen som ble gjennomført som en endelig kontroll av de analytiske beregningene, og deretter gyldigheten av analysen som kun skulle kontrollere sammentrykking. Skallelementanalysen som kun skulle kontrollere beregningene for sammentrykking av HBE-elementene var veldig lik til analysen som ble brukt som endelig kontroll av de analytiske beregningene. Derfor vil mange av prinsippene som diskuteres for endelig kontroll-analysen også gjelde for analysen som kontrollerer sammentrykking.

Skallelementanalyse for endelig kontroll

Med tanke på faren for modelleringsfeil bestod skallelementanalysen som ble gjennomført som en endelig kontroll av analytiske beregninger, av en vesentlig mer komplisert modell enn bjelkeelementanalysene. Siden de eneste ikkelineære kontaktegenskapene som ble definert var linjekontakt mellom de rektangulære HBE-elementene, var modellen likevel ikke like komplisert som analysene av skrueforbindelser. Fordi kontaktegenskapene var såpass enkle er det lite sannsynlig at modelleringsfeil oppstod i kontakten mellom HBE-elementer for skallelementanalysene. Etersom forskyvningen til skrueforbindelsene av bjelkeelementer ble undersøkt i komplimenterende analyser er graden av usikkerhet liten også når det gjelder skruenes oppførsel i skallelementanalysene. Videre, at opplagerbetingelser i y-retning ble påført skallelementene til søylene for å hindre torsjon betyr at en forutsetning for at analysen skal gi gode resultater er at torsjon i søylene er neglisjerbart. En slik antagelse medfører sannsynligvis ikke store feil, ettersom torsjon i søyler anses som irrelevant i dette tilfellet. En ekstra sjekk som kan gjennomføres for å luke ut eventuelle feil ved analysen er å kontrollere at summen av opplagerkreftene er lik summen av påført last. Summen av vindlasten var $10 \frac{kN}{m} \cdot 5,8m = 58kN$, og som det kan ses i Tabell 7.8 var opplagerkreftene i x-retning det samme som vindlasten: $30,495kN + 27,505kN = 58,000kN$.

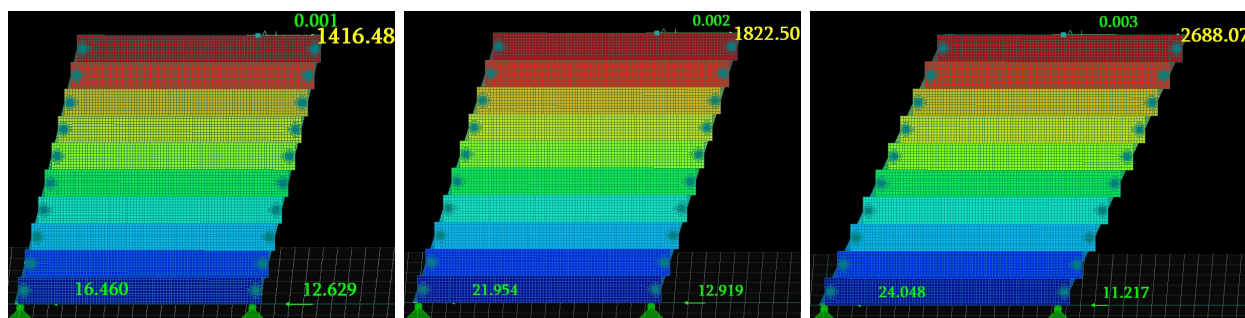
Når det gjelder valg av elementer gjøres det ikke like mange forenklinger i skallelementanalysene som det gjøres i bjelkeelementanalysene. Valget med $60mm$ mesh i HBE-elementer og $30mm$ mesh i søyler medfører ti elementer i HBE-elementenes høyde og åtte elementer i søylenes bredde. Dette samsvarer med Dlubal sin anbefaling om åtte til ti elementer ved beregninger av aksialkraft som ikke er konstant. Når spenninger kan variere langs HBE-elementenes høyde og langs søylenes bredde,

forenkles ikke lenger elementene som endimensjonale elementer der dimensjonen i lengderetning antas å være vesentlig lengre enn i høyde- og bredderetning. Eventuell sammentrykking av HBE-elementer vil også bli tatt hensyn til siden kontaktegenskapene mellom HBE-elementene defineres slik at de kolliderer i hverandre dersom de trykkes mot hverandre. Også modelleringen av forbindelsene mellom søyler og HBE-elementer er mer nøyaktig enn for bjelkeelementanalysen. Forbindelsene defineres ikke direkte som en grad av innspenning, men modelleres som fire forenklede skruer med kjent $\Delta(F)$ i hver kobling. På grunn av dette er ikke analysen avhengig av at analytiske beregninger av innspenningsgraden i koblingene er korrekte. Graden av innspenning i forbindelsene mellom søyler og HBE-elementer i skallelementanalysen avhenger derimot av skruenes $\Delta(F)$. En begrensning med skallelementanalysen er at spenninger ikke kan variere på tvers av elementene, altså i global y -retning. Feilen dette medfører er minimal, ettersom majoriteten av kreftene i analysen ikke går på tvers av elementene.

Tatt i betraktning de aspektene som er nevnt i avsnittene over, vurderes beregningsnøyaktigheten for skallelementanalysen å være stor nok til at den kan brukes som en endelig kontroll av de analytiske beregningene. Skallelementanalysen kan ikke brukes for å finne forskyvningen $\Delta(F)$ i en skruerforbindelse, men kan brukes for å regne ut HBE-veggenes respons for en gitt $\Delta(F)$.

Skallelementanalyse for sammentrykking

Resultatene fra skallelementanalysen som ble gjennomført for å kontrollere de analytiske beregningene for sammentrykking av HBE-elementer er gjengitt på nytt i Figur 8.2, som en oppfriskning av resultatene. Fra denne figuren kan det ses at avhengig av konvergeringskriteriet var forskyvningen i toppen av HBE-veggen 1416-2688mm, at opplagerkreftene i bunnen av hver søyle var mellom 11kN og 24kN og at opplagerkraften i toppen av HBE-veggen som ble påført for at beregningsiterasjonene skulle starte var 0,001-0,003kN. At opplagerkraften i toppen av HBE-veggen var såpass liten betyr at opplageret i toppen hadde minimal påvirkning på analysens resultat, selv om den var nødvendig for at beregningsiterasjonene kunne starte.



(a) Konvergeringskriterie på 1,0% (b) Konvergeringskriterie på 0,4% (c) Konvergeringskriterie på 0,05%

Figur 8.2: Deformert form og opplagerkrefter ved kun én skruer i hver kobling

Summen av opplagerkreftene blir 29,09kN, 34,87kN og 35,27kN avhengig av konvergeringskriteriet. Disse opplagerkreftene er mye mindre enn hva som må tas opp dersom en vindlast på $10 \frac{kN}{m}$ påføres en 5,8m høy HBE-vegg: $10 \frac{kN}{m} \cdot 5,8m = 58kN$. Dette betyr at det kan være store feil i skallelementanalysen der det kun er én skruer i hver kobling. Det at resultatene endret seg vesentlig ved en endring i konvergeringskriteriet betyr at disse feilene kan være knyttet til problemer med konvergering. En mulig kilde til denne feilen er at den store deformasjonen kan ha medført problemer med FEM-beregningene og konvergeringen. Det er mulig at rFEM ikke er ment for å regne på såpass store deformasjoner, selv om «large deformation» blir valgt for å regne på geometriske ikkelineariteter.

På grunn av overnevnte problemer med beregning og konvergering for skallelementanalysen der det kun var én skruer i hver kobling, er resultatene fra denne analysen høyst usikre. Analysen kan ikke brukes som eneste analyse, og graden av usikkerhet er såpass stor at den heller ikke kan brukes for å kontrollere analytiske beregninger. Analysen kan derimot brukes til å gi en omtrentlig og grov indikasjon på størrelsesordenen til avstivningseffekten fra sammentrykking av HBE-elementer. Siden det ikke oppstod tilsvarende problemer med konvergeringen i de andre FEM-anslysene som

ble gjennomført, og siden opplagerkrefter var like store som påført last i skallelementanalysen som ble brukt som endelig kontroll av de analytiske beregningene, kan det antas at problemene som oppstod for skallelementanalysen der det kun var én skrue i hver kobling, ikke oppstod for de andre analysene.

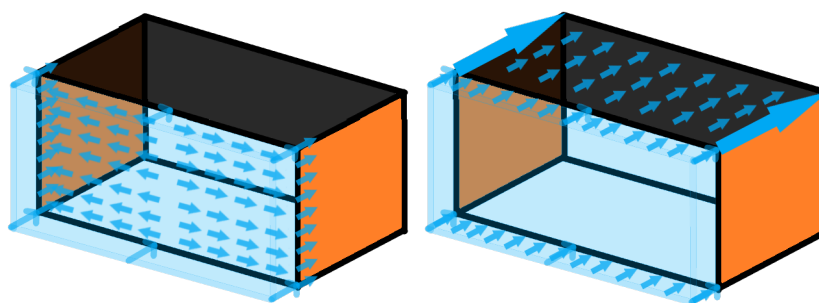
8.2.4 Tilleggsanalyser for å undersøke deformasjonsoppførselen til elementer i FEM

Analysene der bøyepåførsel ble sammenlignet for fritt opplagte bjelker var relativt enkle i forhold til de andre analysene, siden hver analyse kun bestod av en fritt opplagt bjelke. På grunn av dette er det liten sjanse for feilmodellering i disse analysene, da det er få elementer å holde styr på. I tillegg ble deformasjonen omtrent lik for den fritt opplagte bjelken av bjelkeelementer, og for den fritt opplagte bjelken av skallelementer både med og uten skjærdeformasjon, noe som tilsier at beregningene var korrekte. På grunnlag av dette kan det antas med stor sikkerhet at analysene av fritt opplagte bjelker gir et godt anslag på det faktiske forholdet mellom bøyedeformasjon og skjærdeformasjon for en fritt opplagt bjelke av limtre. Når det kommer til tilleggsanalysene av hele HBE-veggen var den eneste forskjellen fra de originale analysene av HBE-veggen at skjærmodulene ble satt 100 ganger større. Derfor kan det antas med stor sikkerhet at også tilleggsanalysene av HBE-veggen gir et godt svar på hvor mye av veggens deformasjon som skyldes skjærdeformasjon.

8.3 Gyldigheten og nøyaktigheten til analytiske beregninger av HBE-veggens styrke og stivhet

Her vurderes det hvor egnet de analytiske beregningene er for å vurdere styrken og stivheten til HBE-veggen. Kun de analytiske beregningene i Mathcad-ark versjon tre vurderes, ettersom dette var den siste versjonen av Mathcad-arket som ble laget. Resultatene i Kapittel 7.4.2 viser at det er vanskelig å gjøre forenklinger ved beregning av HBE-veggen avstivningsevne, ettersom det var betydelige forskjeller mellom resultatene fra FEM-analysene og Mathcad-ark versjon nummer to.

Som forklart i Kapittel 6.7.3 og illustrert i Figur 6.16 er det noe usikkert hvordan vindlasten som treffer byggets langstider fordeles til kortsidene. Dersom all vindlast som treffer langsiden overføres til taket vil vindlasten påføres HBE-veggen i kortsidene som en punktlast i toppen av vegg, som vist i Figur 8.3b. Videre, dersom vindlasten overføres horisontalt gjennom langveggene som i Figur 8.3a, påføres den HBE-veggen i kortsidene som en fordelt last. Faktisk tilfelle vil sannsynligvis være en kombinasjon av Figur 8.3a og Figur 8.3b, men som nevnt i metodekapittelet ble det gjennomført FEM-analyser for hvert av tilfellene som to ytterpunkter. Diskusjonen i dette kapittelet tar utgangspunkt i at vindlasten treffer HBE-veggen som en fordelt last ettersom det var dette som ble antatt i de analytiske beregningene. Der det er relevant diskuteres det derimot hvorvidt beregningene er konservative med tanke på at vindlasten også kan treffe HBE-veggen som punktlast.



(a) Vindlast som fordelt last

(b) Vindlast som punktlast

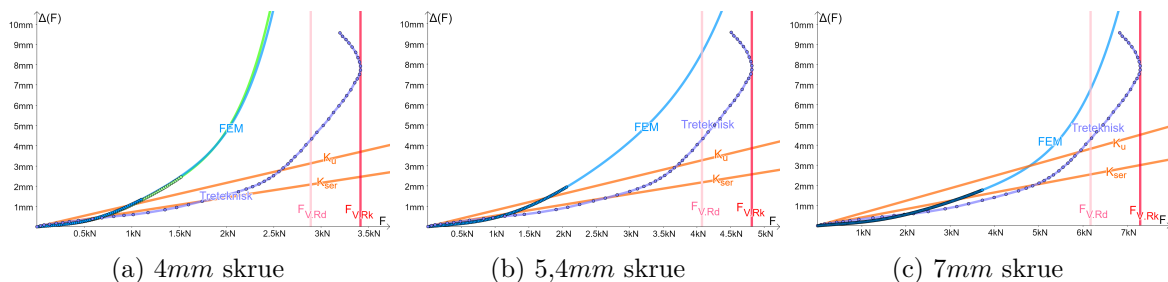
Figur 8.3: Kontroll av innspenningsmoment dersom vindlast påføres som punktlast i veggens topp

8.3.1 Tilnærming til forskyvningen i skrueforbindelser

Siden HBE-veggen respons avhenger av stivheten til skrueforbindelsene diskuteres det her hvor mye forskyvning det vil være i skrueforbindelsene. Først diskuteres hvilken tilnærming for $\Delta(F)$ som er mest korrekt, og deretter hvilken som er best egnet ved utregning av HBE-veggen styrke og stivhet.

Hvilken tilnærming til $\Delta(F)$ er mest virkelighetsnær

I Figur 8.4 gjengis de grafiske presentasjonene av de forskjellige tilnærmingerne for skruenes forskyvning $\Delta(F)$, som en oppfriskning fra resultatkapittelet. I lys av det som er nevnt i Kapittel 8.2.1 om nøyaktigheten til FEM-analysene av skrueforbindelsene, gir sannsynligvis $\Delta(F)$ fra FEM-analysene en mindre korrekt tilnærming til skruenes forskyvning enn de andre tilnærmingerne til $\Delta(F)$ som vises i Figur 8.4. Eurokode 5 [14] og Treteknisk Institutt [44, s. 22] oppgir ikke hvor kraft-forskyvning-forholdene deres kommer fra, men dersom det antas at de baserer seg på testing og empiri betyr det at de med stor sannsynlighet er mer riktige enn resultatene fra FEM-analysene. Som vist i Figur 8.4 er det felles for $\Delta(F)$ både fra FEM-analysene og fra Treteknisk Institutt at forholdet mellom forskyvning og skjærkraft øker etter hvert som skjærkraften nærmer seg skruens maksbelastning. Det kan beskrives som at skruen gir etter ved stor belastning. At skruer gir etter på denne måten ved høy belastning er sannsynligvis årsaken til at Eurokode 5 [14] definerer en K_u for bruddgrensetilstanden som gir $\frac{3}{2}$ større forskyvning enn K_{ser} .



Figur 8.4: Forskyvning $\Delta(F)$ i forskjellige skrue

For belastninger rett under eller lik $F_{V,Rk}$ er det godt samsvar mellom skrueforskyvningen ifølge Treteknisk Institutt og skrueforskyvningen for K_u . For laster mindre enn ca. 70%-80% av $F_{V,Rk}$ samsvarer skrueforskyvningen ifølge Treteknisk Institutt bedre med Eurokode 5 sin K_{ser} . Forskyvningen ifølge FEM-analysene er en del høyere, men som allerede nevnt er verdiene fra Eurokode 5 og Treteknisk Institutt sannsynligvis mer korrekte. Det at verdiene for skrueforskyvning fra Treteknisk Institutt og fra Eurokode 5 stemmer godt overens med hverandre, er enda en bekreftelse på at det med stor sannsynlighet er i dette området den faktiske forskyvningen i en skrue vil være. For laster nær karakteristisk kapasitet er det altså mest korrekt å bruke K_u og Treteknisk Institutt sin forskyvning, mens for lavere laster er det K_{ser} og Treteknisk Institutt sin forskyvning som er mest riktig å bruke. Siden Treteknisk Institutt sin tilnærming til $\Delta(F)$ består av en graf som ikke er forenklet til å være lineær, gir den sannsynligvis et mer helhetlig bilde av skruenes forskyvning ved forskjellige belastninger enn de lineære kraft-forskyvning-forholdene fra Eurokode 5.

Hvilken tilnærming til $\Delta(F)$ er mest egnet til å bruke i beregninger

Selv om Treteknisk Institutt sin tilnærming til $\Delta(F)$ kan gi et mer helhetlig bilde av forskyvningen i skrueforbindelser er K_{ser} og K_u fra Eurokode 5 verdier som er standardisert med det spesifikke formålet at de skal brukes i beregninger ved prosjektering. Siden K_{ser} og K_u er standardiserte verdier er det altså sikrere å bruke disse i beregninger, sammenlignet med bruk av $\Delta(F)$ ifølge Treteknisk Institutt sin figur.

Som det kan ses fra tabellene i Kapittel 7.5.1 ble forskyvningen i toppen av HBE-veggen i bruksgrensetilstand alltid større hvis K_u ble brukt sammenlignet med dersom K_{ser} ble brukt, noe som gir mening ettersom bruk av K_u fører til større forskyvning i skruene. På grunn av lavere lastfaktorer i bruksgrensetilstand vil skjærbelastningen i skruene være betydelig lavere enn $F_{V,Rd}$, slik at det er K_{ser} som blir mest riktig å bruke i bruksgrensetilstand. Videre, for beregninger i bruddgrensetilstanden ble lastvirkningene større ved bruk av K_{ser} enn ved bruk av K_u , med unntak av momentbelastningen i søylene. Som det kan ses fra tabellene i Kapittel

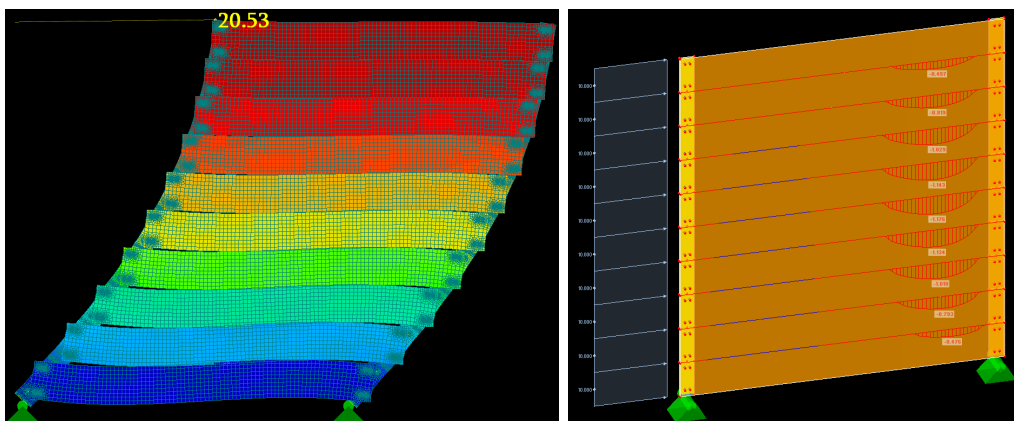
7.5.1 ble disse lastvirkningene for bruddgrensetilstanden enda mindre ved bruk av den $\Delta(F)$ som medførte størst forskyvning, altså $\Delta(F)$ fra FEM-analysene. Denne reduksjonen i belastning som oppstår ved mye forskyvning i skruene antas å skyldes at belastningen fordeler seg til andre deler av HBE-veggen når de mest belastede skruene gir etter, slik at maksimal belastning blir lavere. Av de verdiene for skrueforskyvning som oppgis i Eurokode 5 er det altså K_u som er mest riktig å bruke i bruddgrensetilstanden, siden maksimal skjærbelastning i en skrue vil være opp mot den karakteristiske skjærkapasiteten slik at skruene begynner å gi etter. Altså er det ofte mest konservativt å bruke K_u for bruksgrenseberegninger og K_{ser} i bruddgrense, selv om det er det motsatte som er mest riktig. Som vist i Figur 8.4 gir skruene betydelig mer etter før brudd ved bruk av både Treteknisk og FEM-analysene sine $\Delta(F)$ sammenlignet med $\Delta(F)$ for K_u , slik at belastninger vil fordele seg til andre deler av HBE-veggen før brudd. Samtidig kan det ses fra figuren at ved typiske bruksgrenselaster vil bruk av K_{ser} ofte gi mer forskyvning enn hva Treteknisk sin $\Delta(F)$ tilsier. På grunn av dette kan det antas at bruk av K_{ser} for bruksgrenseberegninger og K_u for bruddgrenseberegninger gir lastvirkninger som ikke er så store at de er for konservative, men heller ikke så små at de er for liberale.

Usikkerheter knyttet til skrueforskyvningen $\Delta(F)$

Selv om Figur 8.4 gir en generell oversikt over forskyvningen i forskjellige skrueforbindelser er det ikke nødvendigvis slik at forskyvningen i en skrueforbindelse kan fastslås kun basert på utformingen og materialkvaliteten til skruen og treet. Stivhetsegenskaper til en enkelt skrue vil sannsynligvis avhenge av forhold som kvist og andre lokale variasjoner i treet, samt om forboring er benyttet. Siden Eurokode 5 [14] oppgir K_{ser} og K_u uavhengig av forboring kan det antas at påvirkningen av forboring er liten. Videre, som nevnt i Kapittel 3.1.1 vil trevirke svulle og krympe, samt få endret styrke og stivhet, ved endringer i fuktinnhold. Dersom treet sveller ved en økning i fuktinnhold kan det tenkes at forskyvningen til en skrue reduseres som følge av at skruene sitter strammere når treet rundt utvider seg. På den andre siden kan det også tenkes at forskyvningen til en skrueforbindelse blir større ved en økning i fuktinnholdet, ettersom trets stivhet reduseres. Som forklart i Kapittel 7.1.1 tar Eurokode 5 kun hensyn til fuktinnholdet sin betydning for langtidsforskyvninger i skruer ($K_{ser,fin}$), altså ikke for momentane forskyvninger (K_{ser} og K_u). Med andre ord er variasjoner i fuktinnhold en feilkilde dersom K_{ser} og K_u fra Eurokode 5 brukes. Det kan derimot antas at også denne feilkilden er liten, siden Eurokode 5 ikke tar hensyn til fukt for momentane forskyvninger i skruer.

8.3.2 Stivhetsbidraget fra sammentrykking av elementer

Som nevnt i Kapittel 8.2.3 kan FEM-analysene for sammentrykking av HBE-elementene kun brukes for å gi en grov indikasjon på størrelsesordenen til avstivningseffekten fra sammentrykking. På grunn av dette kunne ikke detaljene i de analytiske beregningene for sammentrykking av elementer kontrolleres mot FEM-analysen. Med andre ord er også de analytiske beregningene for sammentrykking usikre, siden de ikke er blitt kontrollert mot andre beregninger. Avhengig av konvergenzkriteriet ble forskyvningen i toppen av HBE-veggen $1416mm$ - $2688mm$ i FEM-analysene, sammenlignet med $701mm$ fra de analytiske beregningene. Både FEM-analysene og de analytiske beregningene ga altså stor forskyvning i toppen av HBE-veggen. Siden FEM-analysene og de analytiske beregningene var uavhengige av hverandre gir dette en sterk indikasjon på at avstivningseffekten fra sammentrykking av elementer er veldig liten, selv om det er store usikkerheter i beregningene.



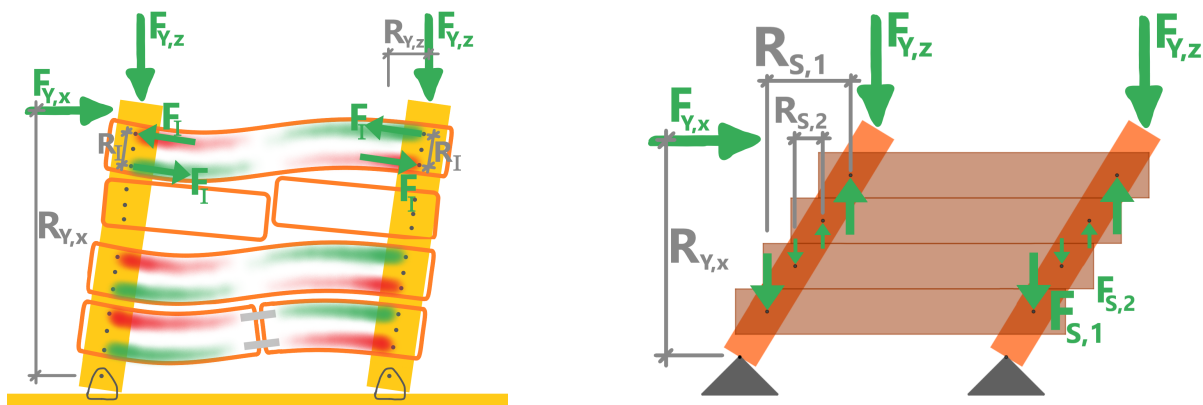
(a) Deformert form, skalert opp

(b) Kontakttrykk mellom elementer

Figur 8.5: Resultater fra skallelementanalysen som ble brukt for endelig kontroll av beregninger

En annen sterk indikasjon på at det ikke vil oppstå sammentrykking av betydning på den måten som er lagt til grunn i de analytiske beregningene kan ses i Figur 8.5, som er en gjengivelse av Figur 7.27b og Figur 7.28 fra resultatkapittelet. I Figur 8.5a vises deformert form for skallelementanalysen som ble gjennomført som en endelig kontroll av de analytiske beregningene, og i Figur 8.5b vises kontakttrykket mellom HBE-elementer i samme analyse. Det kan ses fra figurene at på grunn av bøyningen i HBE-elementene kolliderer elementene med hverandre kun der de bøyes oppover. Dette er fordi de nederste HBE-elementene bøyes mer enn de øverste, og når det nederste elementet bøyes mer opp enn elementet over kolliderer elementene med hverandre. Trykket som oppstår mellom HBE-elementer på grunn av forskjellig bøyning i elementene overstyrer altså det trykket fra sammentrykking som ligger til grunn for de analytiske beregningene. Stivhetsbidraget som kommer av at HBE-elementer kolliderer med hverandre når de bøyes, ble ikke tatt hensyn til i de analytiske beregningene.

For videre diskusjon rundt det som nevnes i de to avsnittene over henvises det til Figur 8.6b. Figuren viser kreftene som overføres fra HBE-elementer til søyler ved sammentrykking av HBE-elementene. Som forklart i metodekapittelet må det indre momentet skapt av skruerekreftene $F_{S,i}$ og tilhørende momentarmer $R_{S,i}$ mellom dem være likt det ytre momentet fra vindlasten for at sammentrykking av elementene skal kunne stive av vindlasten. Ved små deformasjoner er både momentarmene $R_{S,i}$ og kreftene $F_{S,i}$ små, slik at momentet som er produktet av dem blir ekstra lite. Tilsvarende blir produktet av $R_{S,i}$ og $F_{S,i}$ ekstra stort ved store deformasjoner, ettersom begge faktorer blir større. Dette kan være en årsak til at analytiske beregninger og FEM-analyser viste stor deformasjon i HBE-veggen dersom det kun var sammentrykking som førte til avstivning, samtidig som at stivhetsbidraget fra sammentrykking ikke var av vesentlig størrelse ved liten deformasjon.



(a) Fra innspenning i koblinger

(b) Fra sammentrykking av elementer

Figur 8.6: Ytre krefter og krefter som virker fra HBE-elementer på søylene

Det kommenteres videre at antagelsen som ble gjort om at det ikke var noen glippe mellom HBE-elementene ikke nødvendigvis stemmer. Dersom det er en glippe mellom elementene, eller det oppstår en glippe på grunn av krymping i treet ved endring i fuktinnhold, vil avstivningseffekten fra sammentrykking av elementene være enda mindre enn hva FEM-analysen og de analytiske beregningene tilsier.

8.3.3 Stivhetsbidrag og lastvirkninger fra innspente koblinger

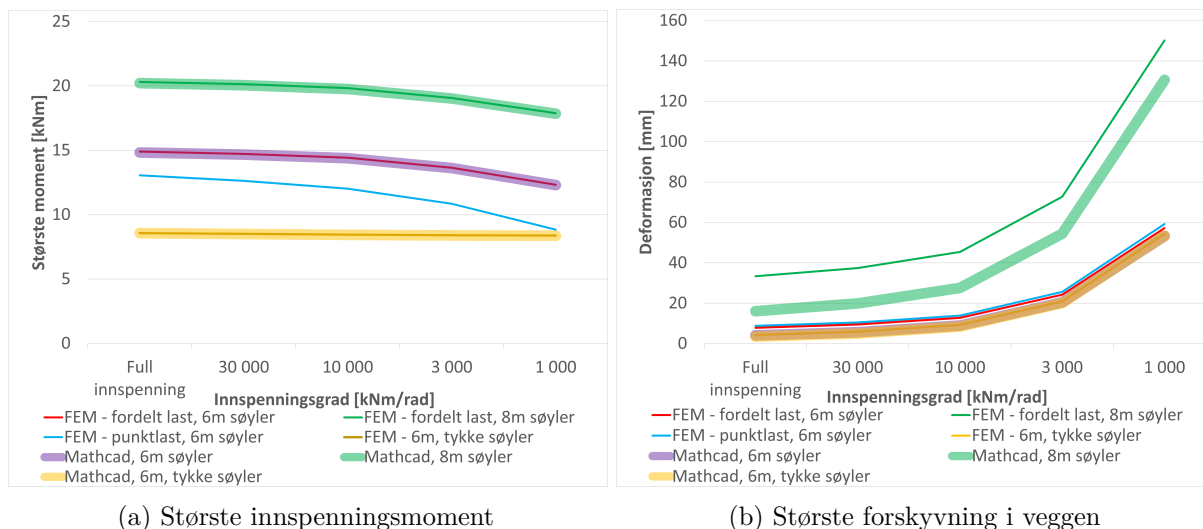
I dette underkapittelet diskuteres hvorvidt stivhetsbidraget fra innspenningsgraden i koblingene, samt tilhørende lastvirkninger i søyler og HBE-elementer, regnes ut riktig i de analytiske beregningene. Generelt sett diskuteres resultatene fra bjelkeelementanalysene først, og deretter resultater fra skallelementanalysen. Siden avstivningsbidraget fra sammentrykking av HBE-elementer er minimalt, er momentstivheten i koblingene i praksis den eneste avstivende effekten det tas utgangspunkt i for de analytiske beregningene. Derfor handler dette underkapittelet ikke bare om hvorvidt stivhetsbidraget fra innspenningsgraden i koblinger regnes ut riktig, men hvorvidt den totale avstivningsresponsen til HBE-veggen regnes ut riktig. Det tas her utgangspunkt i at forskyvningen $\Delta(F)$ til skrueforbindelser regnes ut riktig, siden de forskjellige tilnærmingene for $\Delta(F)$ diskuteres i Kapittel 8.3.1.

Beregninger av HBE-veggens deformasjon

Her diskuteres hvorvidt HBE-veggenes deformasjon regnes ut riktig.

En viktig forskjell mellom de analytiske beregningene og FEM-analysene er at FEM-analysene tar hensyn til skjærdeformasjoner, noe de analytiske beregningene ikke gjør. I tilleggssanalysene i FEM ble skjærdeformasjoner minimert ved å sette skjærmodulene 100 ganger høyere enn verdiene som oppgis i Eurokode 5 [14]. Som det kan ses fra Tabell 7.10 og Figur 7.32 i resultatkapittelet utgjorde skjærdeformasjoner en ikke uvesentlig andel av deformasjonen, både for bøyning av HBE-elementer og for deformasjon i HBE-veggen som en helhet. For bøyning av HBE-elementer ble vinkelen i bjelkenes ender $0,00014rad$ mindre da skjærdeformasjonene ble minimert, både ved bruk av bjelkeelementer og ved bruk av skallelementer. Videre ble forskyvningen i toppen av HBE-veggen redusert $3,5mm$ for bjelkeelementmodellen og $6,5mm$ for skallelementmodellen. En grunn til at det var større deformasjonsendring i skallelementmodellen kan være at forskyvningen i bjelkeelement-skruene i modellen kan ha blitt mindre ved en minimering av skjærdeformasjoner. I så fall ville graden av innspenning i skrueforbindelsene bli større, noe som igjen ville medføre mindre forskyvning i toppen av HBE-veggen. Siden innspenningsgraden var definert som en fast verdi i bjelkeelementanalysene gir disse sannsynligvis et mer riktig bilde enn skallelementanalysene når det kommer til skjærdeformasjoner sin påvirkning på HBE-veggenes totale deformasjon.

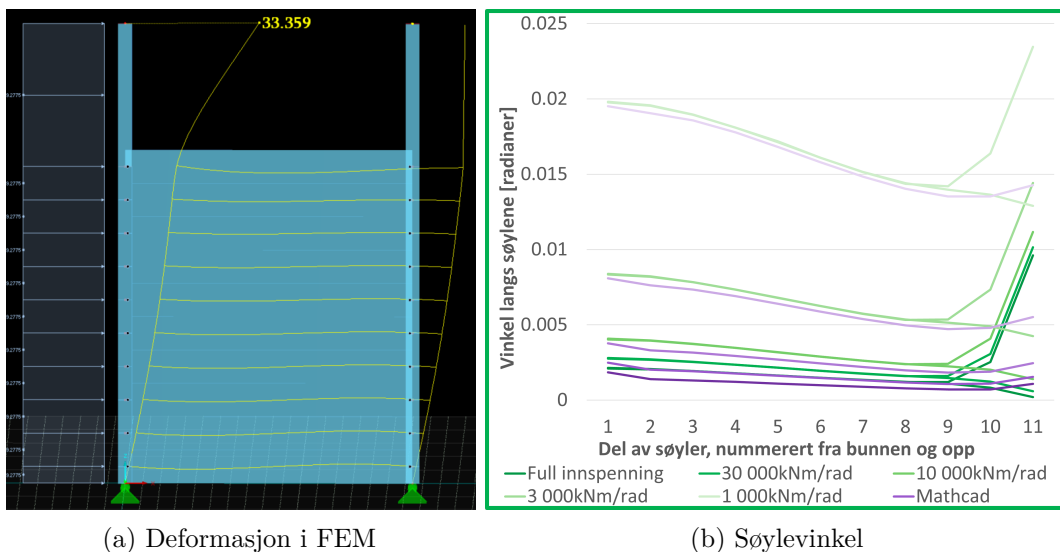
I Figur 8.7 gjengis resultatene fra FEM-analysene og Mathcad-ark versjon nummer tre for største innspenningsmoment og forskyvningen i toppen av HBE-veggen, ved forskjellige grader av innspenning i koblingene. Når det nevnes rød, grønn, blå og gul linje menes det henholdsvis tilfellene for $6m$ høye søyler, $8m$ høye søyler, $6m$ høye søyler med punktlast i toppen og $6m$ høye søyler som er tykke.



Figur 8.7: Største momenter og forskyvninger for Mathcad-ark versjon tre

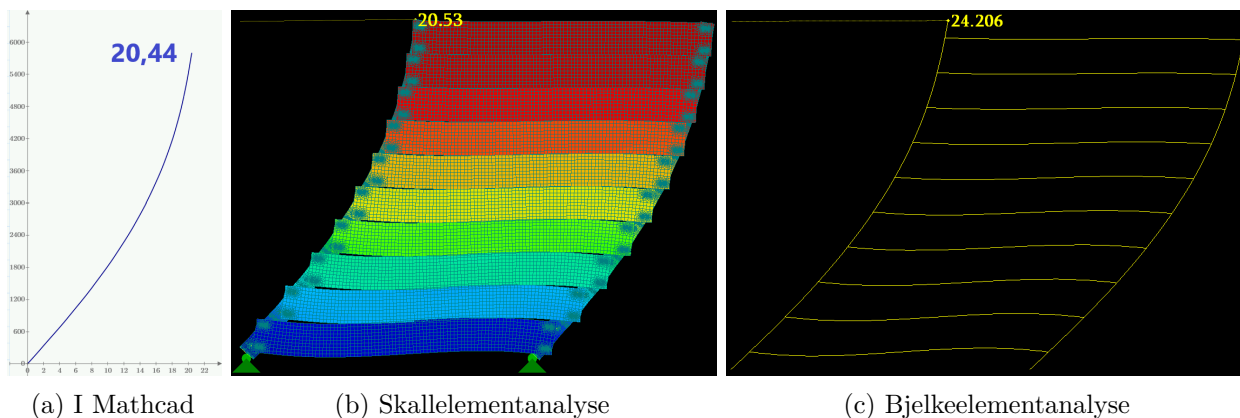
Som det kan ses i Figur 8.7b var forskyvningen i HBE-veggen 3-5mm større i FEM-analysene enn i Mathcad-arket for rød og blå linje, uavhengig av innspenningsgrad. Dette samsvarer med forskjellen på 3,5mm som oppstod dersom skjærdeformasjon ble minimert i tilleggssanalysene. Det kan derfor antas at skjærdeformasjoner er hovedårsaken til forskyvningsforskjeller mellom FEM-analysene og de analytiske beregningene for rød og blå linje. Figur 7.32 bekrefter denne antagelsen, siden den viser at det kun var en forskjell på 0,23mm forskyvning mellom analytiske beregninger og bjelkeelementanalyse dersom skjærdeformasjoner ble minimert. Videre viser Figur 8.7b at FEM-analysene samsvarte bra med analytiske beregninger for tilfellet der søylene var tykke. En mulig årsak til dette er at skjærdeformasjoner i HBE-veggen reduseres når søylene gjøres tykkere. Videre viser Figur 7.23 fra resultatkapittelet søylenes rotasjonsvinkel ved forskjellige innspenningsgrader. Generelt sett blir søylenes vinkel bittelitt større i FEM-analysene enn i Mathcad-arket. Også dette kan antas å skyldes skjærdeformasjoner, siden tilleggssanalyser viste at rotasjonen i HBE-elementenes ender ved et gitt endemoment ble mindre dersom skjærdeformasjoner ble minimert. Noe annet som kan kommenteres er at det var liten forskjell mellom veggens forskyvning for rød og blå linje. Dette betyr at det ikke har mye å si for HBE-veggen forskyvning om vindlasten treffer HBE-veggen som en fordelt last eller som en punktlast i toppen av HBE-veggen.

På bakgrunn av overnevnte aspekter kan det antas at for blå, gul og rød linje foregår utregningen av HBE-veggen forskyvning korrekt i de analytiske beregningene, dersom skjærdeformasjon ses vekk fra. For grønn linje derimot, altså dersom søylene er 8m høye, er forskyvningen vesentlig større i FEM-analysene sammenlignet med analytiske beregninger. Årsaken til dette illustreres i Figur 8.8b, der resultatene gjengis for forskyvning i den 8m høye vegg. Figur 8.8a viser at store deler av forskyvning i HBE-veggen med 8m høye søyler skyldtes at søylen ble bøyd i området over HBE-elementene. Dette gjaldt kun søylen som ble belastet med vindlast, siden den ubelastede søylen i FEM ikke ble bøyd ut. I Mathcad-arket ble det antatt at vindlasten fordelte seg likt til hver søyle, slik at hver søyle ble bøyd like mye ut i området over HBE-elementene. Som Figur 8.8b viser ble forskyvningen i veggens topp større dersom all vindlast gikk i én søyle, på grunn av at søylen da bøyd seg mer ut i området over HBE-elementene. Ifølge resultatene i Figur 8.8 var det altså bøyning av søyle i området over HBE-elementene som var årsaken til at maks forskyvning i FEM og Mathcad var forskjellig for den 8m høye vegg. Hvis søylene går et stykke over HBE-elementene er det derimot naturlig å tenke seg at en drager eller en stiv taks-kive vil overføre krefter mellom toppen av søylene, slik at den ene søylen ikke bøyes ut vesentlig mer enn den andre. I så fall vil de analytiske beregningene av forskyvning i Mathcad sannsynligvis være mer korrekte enn bjelkeelementanalysene i FEM for søyler som går over HBE-elementene.



Figur 8.8: Deformasjon og vinkel mellom vertikalakse og 8m høye søyler

Deformert form i FEM-analysene som ble gjennomført som en endelig verifikasjon av analytiske beregninger, er gjengitt i Figur 8.9. I denne figuren sammenlignes Mathcad-ark versjon nummer tre med FEM-analysene. Som nevnt i avsnittene over er det sannsynligvis skjærdeformasjon som er grunnen til at bjelkeelementanalysen gir større forskyvning enn de analytiske beregningene. Skallelementanalysen tar også hensyn til skjærdeformasjoner, men likevel viser Figur 8.9 at forskyvningen i skallelementanalysen er tilnærmet lik forskyvningen i Mathcad-arket. Dette kan skyldes avstivende mekanismer som ikke tas hensyn til i de analytiske beregningene og bjelkeelementanalysen, men som tas hensyn til i skallelementanalysen.

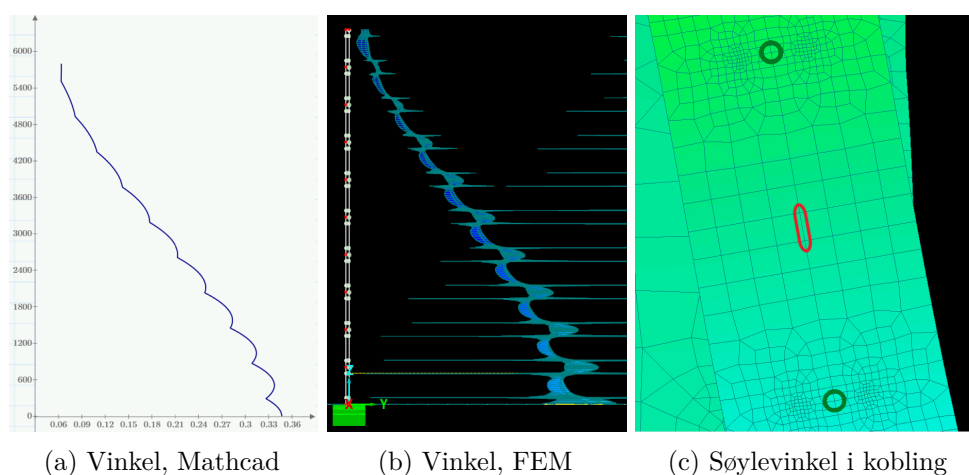


Figur 8.9: HBE-veggens deformasjon, skalert opp med en faktor på 150

En mekanisme som kan medføre ekstra avstivning i skallelementanalysen er at HBE-elementene kolliderer i hverandre når de nederste HBE-elementene bøyes mer opp enn elementene over, som kan ses i Figur 8.9b og i Figur 8.5. Dette kan gjøre at bevegelsesfriheten til HBE-elementene begrenses, slik at veggens deformasjon blir mindre. Et annet mulig bidrag til at skallelementanalysen gir mindre forskyvning enn de analytiske beregningene kan være unøyaktigheter som oppstår på grunn av forenklingene som gjøres ved bruk av bjelket teori. Forholdet mellom HBE-elementenes lengde og høyde er $\frac{5000mm}{580mm} = 8,6$, altså større enn et forhold på 4, slik at antagelsene som gjøres for bjelket teori ikke burde være av stor betydning ifølge Larsen [97, s.19-20]. Enda en mulig årsak til forskjeller mellom skallelementanalysen og de analytiske beregningene er forskjeller i koblingene mellom søyler og HBE-elementer, samt hvilken del av søylenes vinkel som fører til bøyning i HBE-elementene. I de neste avsnittene forklares og vurderes denne sistnevnte årsaken.

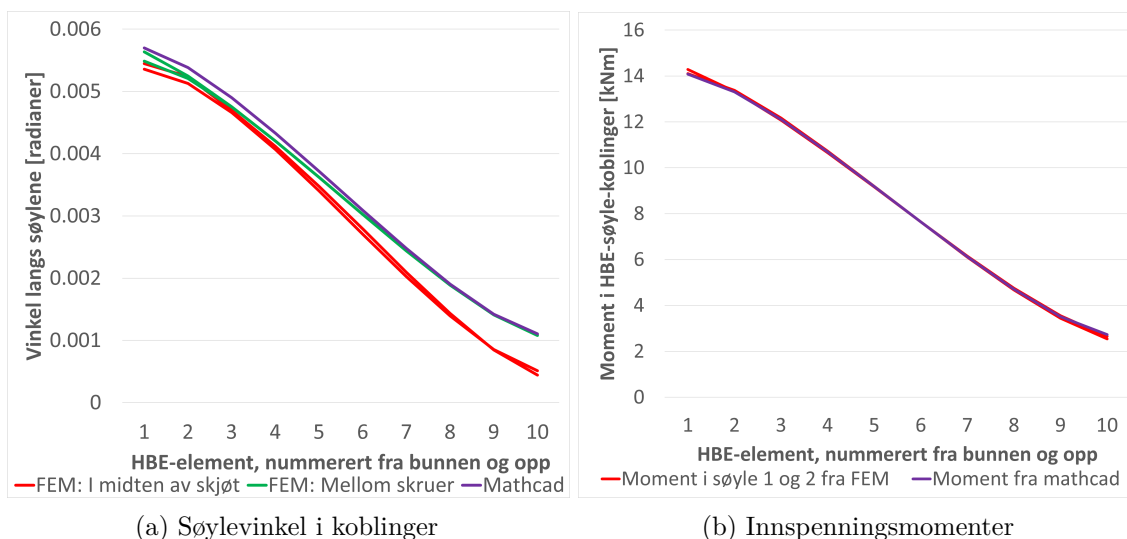
I de analytiske beregningene regnes det som at hver kobling mellom søylene og HBE-elementene befinner seg i ett enkelt punkt der HBE-elementet treffer søylen. Bøyningen i et HBE-element, samt momentet som overføres fra HBE-elementer til søylene, er da proporsjonal med søylevinkelen i dette punktet. Som det kan ses i Figur 8.10a er søylevinklene i punktene der koblingene regnes å være, mindre enn vinklene ellers i søylene.

I skallelementanalysen består ikke hver kobling mellom søyler og HBE-elementer av ett enkelt punkt, men av to skruepar som er plassert 380mm over hverandre som vist i Figur 8.10c. Figur 8.10b viser et diagram over søylenes vinkel i skallelementanalysen, og det kan ses at søylevinkelen endrer seg på en annen måte enn i Mathcad-arket. Skrueforbindelsene i Figur 8.10b kan identifiseres fra de horisontale linjene i vinkeldiagrammet. Videre kan det ses at også i skallelementanalysen er vinkelen i midten av hver kobling mindre enn vinklene i resten av koblingen. I denne analysen består koblingene mellom søyler og HBE-elementer av skruer plassert en avstand fra hverandre, altså regnes det ikke som om koblingen kun er i ett punkt. På grunn av dette er det ikke vinkelen i midten av koblingene som avgjør hvor mye hvert HBE-element skal bøyes, men vinkelen mellom skruene. Dette er videre forklart i neste avsnitt.



Figur 8.10: Diagram over vinkel i søylene, samt bilde av kobling

Som nevnt i avsnittet over, siden det er skruene som kobler sammen søylene og HBE-elementene, er det vinkelen mellom skruene som avgjør hvor mye HBE-elementene skal bøyes i skallelementanalysen. Rød krue i Figur 8.11a viser søylenes vinkel i midten av koblingen, mens grønn kurve viser søylenes vinkel mellom skruene. Som nevnt i metodekapittelet ble disse vinklene lest av som vist i Figur 8.10c, altså at vinkelen i midten av en kobling ble satt lik gjennomsnittet av vinklene til de to nodene markert i rødt, og vinkelen mellom skruene ble regnet ut basert på forskyvningen til de to nodene markert i grønt. Som Figur 8.11a viser var vinklene i midten av hver kobling mindre i skallelementanalysen enn de var i Mathcad-arket. Vinklene som ble lest av mellom skrueforbindelsene var derimot større enn i midten av koblingene, og var mer like vinklene fra Mathcad-arket. Siden det er vinklene mellom skruene som er proporsjonale med både bøyningen i HBE-elementene og momentoverføringen mellom HBE-elementer og søyler, er det logisk at det er disse vinklene som samsvarer med vinklene fra Mathcad-arket. Figur 8.11a viser at det fortsatt er noe forskjell mellom vinklene i Mathcad og vinklene mellom skruene i skallelementanalysen, men denne forskjellen kan skyldes vanskeligheter ved å lese av eksakte vinkler fra skallelementanalysen.



Figur 8.11: Diagram over vinkel i søylene, samt innspenningsmomenter

På grunn av måten HBE-elementene kobles til søylene, som forklart i avsnittene over, er søylenes vinkel i Mathcad-arket større eller lik vinkelen i midten av koblingene. Videre er det slik at vinkelen i midten av koblingene i Mathcad tilsvarer vinkelen mellom skruene i skallelementanalysen. Søylenes vinkel i skallelementanalysen vil av og til være større enn vinklene mellom skruene, og av og til mindre. Med andre ord vil søylenes vinkel i Mathcad jevnt over være større enn søylenes vinkel i skallelementanalysen, selv om begge beregningsmodeller stiver av like mye moment. Dette kan være en viktig årsak til at HBE-veggenes forskyvning i skallelementanalysen viste seg å være mindre enn i Mathcad-arket.

Noe annet som kan ses i Figur 8.11b er at analytiske beregninger samsvarte godt med skallelementanalysen både for fordelingen av innspenningsmomenter til koblingene, og for søylenes vinkel i koblingene. Forholdet mellom søylevinkel og innspenningsmoment i koblingene var altså like for skallelementanalysen og de analytiske beregningene. Dette er en sterk indikator på at graden av innspenning i hver kobling regnes ut riktig i de analytiske beregningene, basert på antall skruer i koblingen og skruenes $\Delta(F)$. Angående graden av innspenning regnes det som om alle skruene i en kobling har samme forhold mellom skruerkraft F og forskyvning $\delta(F)$ som den mest belastede skruen, som forklart i Kapittel 6.6.5. Dersom det er mange skruer i en kobling regnes det altså som om alle skruene begynner å gi etter like mye som den mest belastede skruen gir etter. Med andre ord regnes det som at de mindre belastede skruene forskyves mer enn de faktisk vil gjøre. Som følge av denne forenklingen blir utregnet innspenningsgrad noe lavere for koblinger med mange skruer, slik at utregnet forskyvning i veggen blir noe større. Det samme prinsippet gjelder også når forskjellige koblinger blir forskjellig belastet. Figur 7.22 i resultatkapittelet viser tydelig at enkelte koblinger blir belastet med mindre moment enn andre, slik at kraften i skruene blir mindre i disse koblingene. Skruer med lav skjærbelastning vil sannsynligvis ha mindre forskyvning enn det som fåes ved bruk av K_{ser} fra Eurokode 5 [14]. Dersom forskyvningen i disse skruene er mindre enn beregnet fører det til en større grad av innspenning i koblingene, og derfor mindre deformasjon i hele HBE-veggen. Dette kan ses fra Tabell 7.11, Tabell 7.12 og Tabell 7.13 i Kapittel 7.5.1. Disse tabellene viser at selv om forskyvningen i den størst belastede skruen blir større ved bruk av Treteknisk Institutt [44] sin $\Delta(F)$ enn ved bruk av K_{ser} fra Eurokode 5 [14], blir veggens forskyvning δ noen mm mindre ved bruk av Treteknisk Institutt [44] sin $\Delta(F)$.

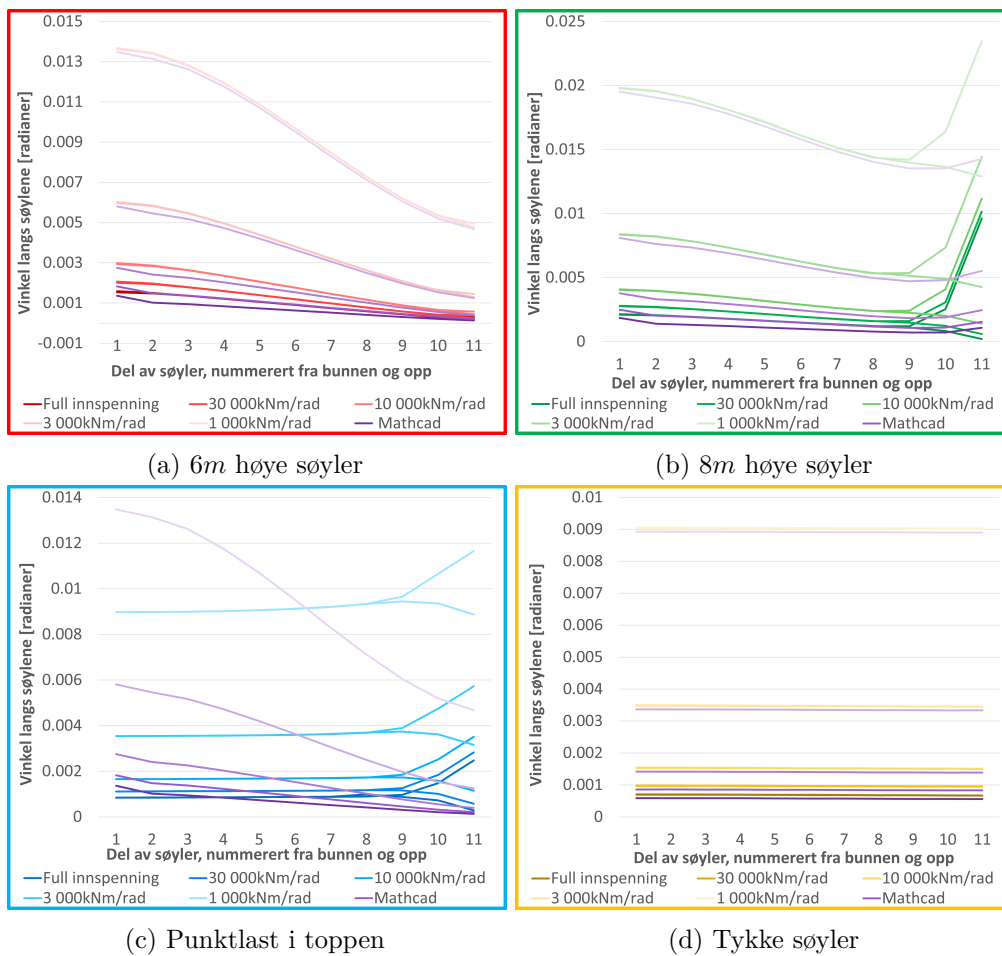
Som en oppsummering av det som hittil er nevnt angående forskyvning i HBE-veggen finnes det enkelte mekanismer som ikke tas hensyn til i de analytiske beregningene. Mer spesifikt vil skjærdeformasjoner medføre noen ekstra mm forskyvning i forhold til bøyedeforrasjonen som beregnes. Skallelementanalysen viser derimot at det finnes mekanismer som ikke tas hensyn til i de analytiske beregningene, som i stor grad vil motvirke skjærdeformasjonene. I tillegg finnes det enda noen mekanismer som fører til avstivning i HBE-veggen, som verken er tatt hensyn til i skallelementanalysen eller i de analytiske beregningene. Slike mekanismer inkluderer friksjonskrefter,

eventuell grad av innspenning i søylesko, forenklingen for skrueforskyvning som er forklart i avsnittet over, samt at en eventuell betongmur i bunnen av veggen kan hindre nederste HBE-element i å bøye seg nedover. Altså vil faktisk forskyvning i veggen sannsynligvis bli noe annerledes enn i de analytiske beregningene. Videre kan forholdet mellom skjærdeformasjon og stivhetsbidraget fra de nevnte avstivende mekanismene endre seg dersom for eksempel HBE-veggenes høyde, lengde eller antall skruer endrer seg. Det presiseres likevel at veggens forskyvning i skallelementanalysen samsvarte godt med de analytiske beregningene, samtidig som at det finnes flere avstivende mekanismer som verken er tatt hensyn til i skallelementanalysen eller de analytiske beregningene. På bakgrunn av dette kan det antas at HBE-veggenes faktiske forskyvning ikke vil være uakseptabelt større enn forskyvningen fra de analytiske beregningene for de fleste tilfeller, selv om forskyvningen som regnes ut ikke er helt eksakt. For dokumentasjon av HBE-veggenes stivhet kan altså de analytiske beregningene i Mathcad-ark versjon nummer tre være tilfredsstillende, selv om det vil være mer konservativt å ta hensyn til skjærdeformasjoner i tillegg.

Største skjærkraft i skruene

Her diskuteres hvorvidt utregning av største skjærkraft i skruene regnes ut riktig i de analytiske beregningene. Aller først kan det nevnes at bidraget til skjærkraft i skruene som kommer av at HBE-elementene overfører vindlast mellom søylene, som nevnt i Kapittel 7.5.1, er lite. I ett HBE-element på 580mm vil det overføres omtrent $\frac{1}{2} \cdot 9,2775 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 0,58\text{m} = 2,69\text{kN}$. Dersom det brukes 4mm -skruer vil det ifølge Tabell 7.11 være behov for 100 skruer i hver kobling, slik at med en lastfaktor på 1,5 blir horisontalkraften i hver skrue $2,69\text{kN} \cdot \frac{1,5}{100} = 0,04\text{kN}$. Dette er lite sammenlignet med en total skjærkraft på $2,79\text{kN}$ fra Tabell 7.11, samt at total økning i skjærkraft vil være mindre enn økningen i skjærkraftens horisontalkomponent. Feilen som fulgte av at denne kraften ikke ble tatt med i de analytiske beregningene var altså liten, selv om den bør inkluderes ved eventuell fremtidig prosjektering av en avstivende HBE-vegg. Som vist i Kapittel 6.6.5 avhenger derimot det største bidraget til skjærkraft i skruene av størrelsen på det største innspenningsmomentet i koblingene, i tillegg til antall skruer og skruenes plassering.

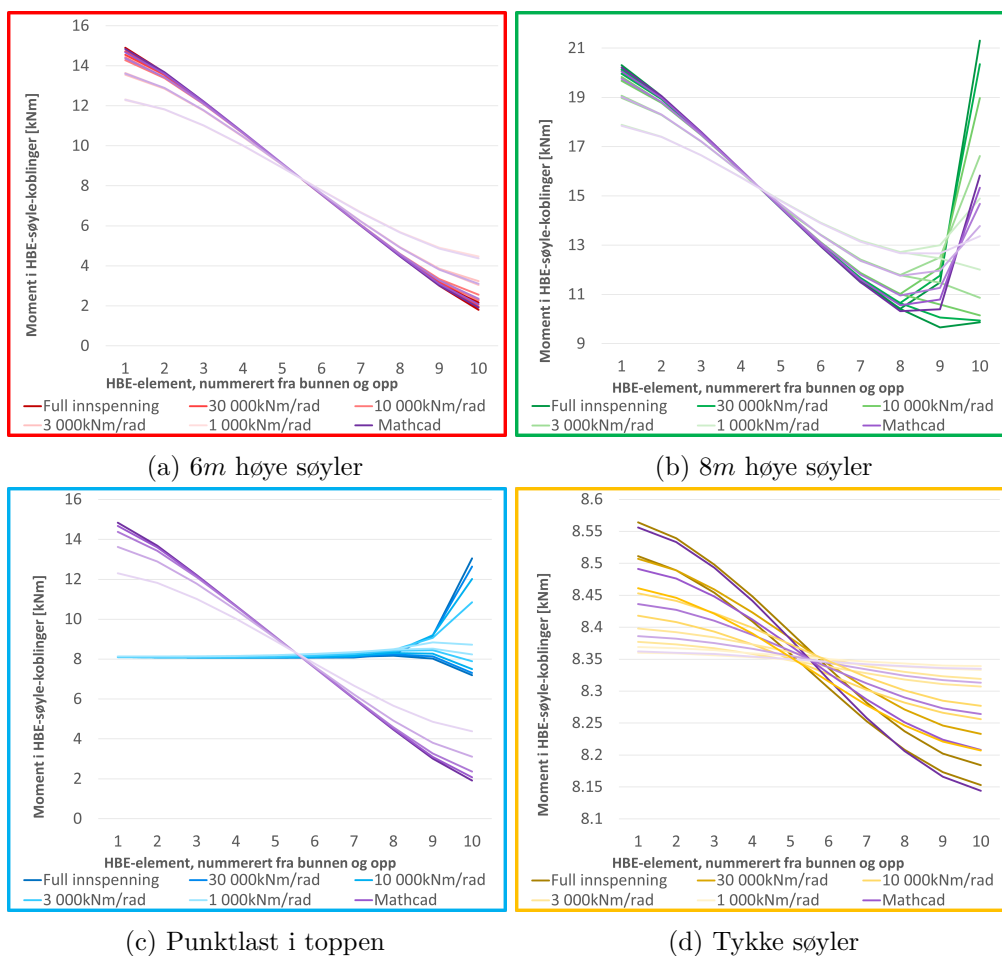
Som forklart i Kapittel 6.6.6 må M_I , summen av innspenningsmomentene til alle koblinger, være lik det ytre momentet fra vindlasten for at momentlikevekt og global stabilitet skal oppnås. Summen av innspenningsmomentene er altså uavhengig av konstruksjonsdelenes stivhet. Innspenningsmomentet i hver enkelt kobling avhenger derimot av søylens vinkel i koblingen, ettersom en større vinkel i søylene fører til en større vinkel og et større moment i HBE-elementenes ender. En bekreftelse på dette kan fåes ved å sammenligne Figur 8.12 med Figur 8.13, der det vises at størrelsen på søylenes vinkel i hver kobling samsvarer med størrelsen på innspenningsmomentet i koblingen. Altså avhenger største innspenningsmoment av største søylevinkel i koblingene. Dersom søylene har høy bøyestivhet og bøyes lite er søylevinkelen tilnærmet lik langs hele søylen, slik at hver kobling tar opp like mye innspenningsmoment. Hvis søylene bøyes blir derimot søylevinkelen forskjellig langs søylene, slik at hver kobling belastes med forskjellig innspenningsmoment. Når innspenningsmomentene er forskjellige blir største innspenningsmoment større enn hvis alle koblinger belastes med samme moment. Økt stivhet i søylene fører altså til at største innspenningsmoment i koblingene, og derfor største skruekraft, blir lavere. Som vist i Figur 8.13 reduseres også største innspenningsmoment dersom graden av innspenning reduseres.



Figur 8.12: Vinkel mellom vertikalakse og søyler for Mathcad-ark versjon tre

Siden fordelingen av innspenningsmoment til koblingene har stor påvirkning på største skjærkraft i skruene er det viktig at dette regnes ut riktig i de analytiske beregningene. Figur 8.13 viser hvordan de analytiske beregningene samsvarte med FEM-analyser for innspenningsmomentene. Som det kan ses i figuren var det godt samsvar mellom FEM og analytiske beregninger, med unntak av Figur 8.13c der momentet fra vindlasten ble påført som en punktlast i toppen av HBE-veggen. Siden det er største skruerkraft som er av betydning for dimensjoneringen er det ikke fordelingen av innspenningsmomenter i seg selv som er avgjørende, men størrelsen på det største innspenningsmomentet. Figur 8.13c viser at for alle innspenningsgradene var største innspenningsmoment i de analytiske beregningene større enn i FEM-analysene dersom vindlasten ble påført som en punktlast i toppen av HBE-veggen. Selv om de analytiske beregningene ikke viste seg å være nøyaktige i dette tilfellet kan de altså antas å være konservative.

Dersom Figur 8.13a, Figur 8.13b og Figur 8.13d studeres nærmere kan det ses at de to søylene i FEM-analysene ble belastet med noe forskjellig innspenningsmoment, og at innspenningsmomentet for de analytiske beregningene som regel lå mellom innspenningsmomentene for hver av de to søylene i FEM. Maksimalt innspenningsmoment i FEM-analysene var altså større enn maksimalt innspenningsmoment i de analytiske beregningene. Denne forskjellen mellom maksimalt innspenningsmoment fra FEM-analysene og fra de analytiske beregningene var derimot liten. Det eneste unntaket var for de 8m høye søylene i Figur 8.13b, der innspenningsmomentet i toppen av søylen var vesentlig høyere i FEM-analysene enn i de analytiske beregningene. Grunnen var at vindlasten som traff toppen av den ene 8m høye søylen i FEM-analysene gjorde at denne søylen bøyde seg ekstra mye, slik at søylens vinkel i øverste kobling ble spesielt stor. Dette førte til at innspenningsmomentet ble stort i den øverste koblingen på denne søylen, som Figur 8.13b viser. Som nevnt i diskusjonen for HBE-veggen forskyvning er det derimot ikke realistisk at denne 8m høye søylen bøyes ut like mye som FEM-analysene viser, siden en stiv takkonstruksjon sannsynligvis vil overføre noe av vindlasten til neste søyle. Dessuten er det kun for full innspenning og $30\,000 \frac{kNm}{rad}$ at momentet i toppen av søylene blir større enn momentet i bunnen av søylene i Figur 8.13b, slik at største innspenningsmoment i de fleste tilfeller vil oppstå i bunnen av søylene der FEM-analysene samsvarer bedre med de analytiske beregningene. I tillegg er det ikke sannsynlig med en innspenningsgrad på $30\,000 \frac{kNm}{rad}$ eller mer i hver kobling, sett an at det krevdes 100 stykk 4mm-skruer i hver kobling for å begrense HBE-veggen forskyvning for en 9m høy vegg til 30mm i Tabell 7.11, og at 30mm forskyvning i en 6m høy vegg samsvarte med rundt $10\,000 \frac{kNm}{rad}$ ifølge Figur 8.7b. Videre viser Figur 8.11b at det var godt samsvar mellom fordelingen av innspenningsmomenter i FEM og analytiske beregninger også for skallelementanalysen. Sett an det som nevnes i dette avsnittet og avsnittet over kan det generelt sett antas at største innspenningsmoment regnes ut med akseptabel nøyaktighet. Det kan også antas at skjærdeformasjoner har liten påvirkning på største skjærkraft i skruene, ettersom analytiske beregninger og FEM-analyser samsvarte godt når det gjaldt innspenningsmomenter.



Figur 8.13: Fordelingen av innspenningsmomenter for Mathcad-ark versjon tre

Selv om største innspenningsmoment regnes ut med akseptabel nøyaktighet må utregningen av største skjærkraft i skrue basert på innspenningsmomentet, være riktig. Hvordan denne utregningen foregikk er forklart matematisk i Kapittel 6.6.5. Som en oppsummering av Kapittel 6.6.5 ble det antatt en lineær sammenheng mellom avstanden fra skrue til koblingens senter, og kraften som oppstod i skruen som følge av et innspenningsmoment. I tillegg ble effektivt antall skruer regnet ut for hver horisontale rad med skruer. Skallelementanalysen kan brukes som en indikasjon på hvorvidt denne skruerkraften regnes ut korrekt, ettersom det var mulig å hente ut skjærkraft i hvert skruuelement fra analysen. Som en oppfriskning av resultatene fra denne analysen ble maksimal skjærbelastning i skruene $19,06kN$ og $19,21kN$ for henholdsvis første og andre søyle. I de analytiske beregningene som ble gjennomført for å sammenligne med skallelementanalysen ble maksimal skjærkraft per effektive skrue $19,27kN$, og dersom effektivt antall skruer ikke ble tatt hensyn til ble maksimal skjærkraft $18,49kN$. Det er den faktiske skruerkraften på $18,49kN$ som er mest hensiktsmessig å sammenligne med FEM-analysen, og skjærkreftene i skallelementanalysen var altså $0,57-0,72kN$ høyere enn skjærkraften fra de analytiske beregningene. En mulig årsak til at skruerkraften i skallelementanalysen ble høyere enn i de analytiske beregningene kan være fordi trykkraften i HBE-elementene som er nevnt i starten av dette underkapittelet ble fordelt på kun fire skruer i skallelementanalysen. Bidraget fra denne trykkraften var da en horisontalkraft i hver skrue på $\frac{1}{2} \cdot 10 \frac{kN}{m} \cdot 0,58m \cdot \frac{1}{4 \text{ skruer}} = 0,73kN$. Siden vertikalavstanden mellom de fire skruene i skallelementanalysen var 4-5 ganger større enn horisontalavstanden, ville skjærkraften som oppstod i hver av skruene på grunn av innspenningsmomentet i hovedsak gå i horisontal retning. Fordi de $0,73kN$ som oppstod fra trykk i HBE-elementene også gikk i horisontal retning, ville økningen i skruens totale skjærkraft ikke være mye mindre enn $0,73kN$. Siden $0,73kN$ samsvarer med forskjellen på $0,57-0,72kN$ som ble observert mellom skallelementanalysen og analytiske beregninger, er det sannsynligvis skruerkraft på grunn av trykkraft i HBE-elementene som er hovedårsaken til forskjellen mellom skallelementanalysen og analytiske beregninger.

Når det gjelder $\Delta(F)$ sin påvirkning på største skruerkraft gjelder tilsvarende prinsipp som for HBE-veggenes forskyvning. Skruer med høy skjærbelastning vil gi etter, altså at de forskyves mer i forhold til belastningen, slik at noe av skjærkreftene omfordes til de mindre belastede skruene som ikke gir etter. I de analytiske beregningene tas det hensyn til at skruene i de mest belastede koblingene gir mer etter enn de andre koblingene, men det tas ikke hensyn til at de mest belastede skruene i en kobling gir mer etter enn de andre skruene i koblingen. Hvis K_u fra Eurokode 5 [14] brukes derimot, tas det heller ikke hensyn til at de mest belastede koblingene gir mer etter enn de andre koblingene, siden forholdet mellom kraft og forskyvning regnes å være likt for alle skruene. Dette kan ses fra Tabell 7.11, Tabell 7.12 og Tabell 7.13 i Kapittel 7.5.1, der største skjærkraft i skrue nesten alltid ble større ved bruk av K_u sammenlignet med $\Delta(F)$ fra Treteknisk Institutt eller FEM-analysene. Det at skruene gir etter slik at kreftene fordeler seg til andre skruer når skjærbelastningen nærmer seg skruens bruddkapasitet, tjener som en ekstra buffer mot brudd i skrueforbindelsene.

Som en oppsummering av alle aspektene som er nevnt i dette underkapittelet kan det antas at største innspenningsmoment i kobling bestemmes med god nøyaktighet i de analytiske beregningene, samt at beregningen av største skjærkraft i skrue som følge av dette innspenningsmomentet også er tilfredsstillende. Det vil oppstå en ekstra kraft i skruene som ikke ble tatt hensyn til i denne oppgaven, men som bør tas hensyn til ved eventuell prosjektering av en avstivende HBE-vegg. Videre vil skruene gi etter dersom skjærbelastningen nærmer seg skruenes bruddkapasitet, noe som gir en ekstra buffer mot brudd i skruene ettersom kreftene vil fordele seg til andre skruer. Bruk av effektivt antall skruer tar hensyn til skrueforbindelsens skjærkapasitet i fiberretning i henhold til Eurokode 5 [14], og generelt sett kan det antas at kontrollen av skruenes belastning i de analytiske beregningene er tilfredsstillende.

Belastning i HBE-elementer

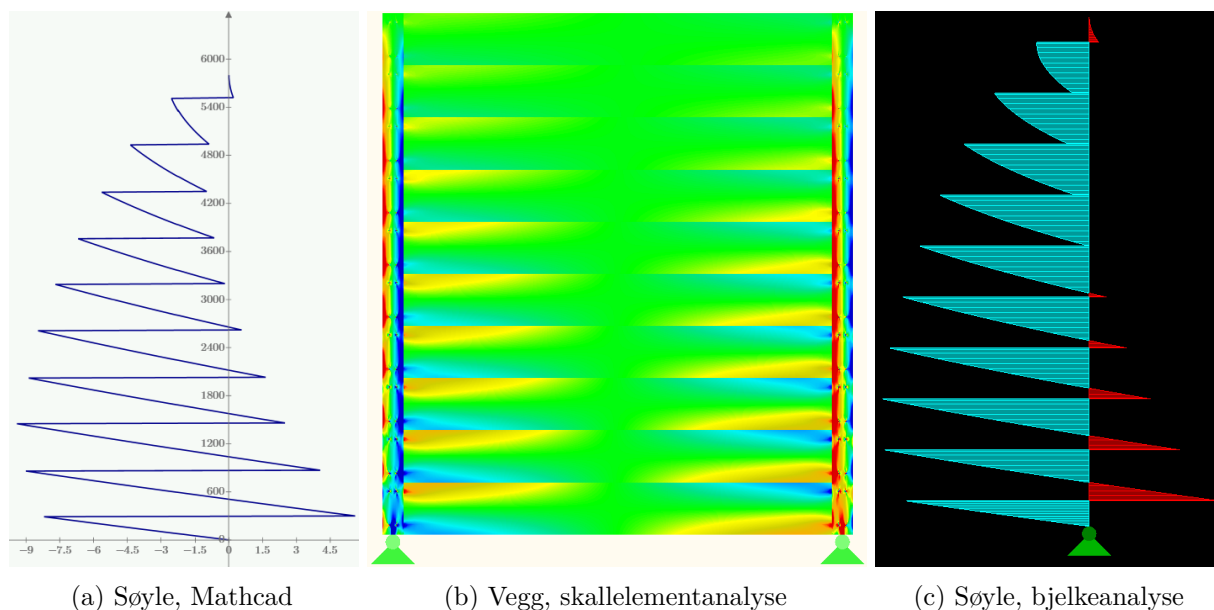
Slik som for største skjærkraft i skruene avhenger også HBE-elementenes belastning i stor grad av største innspenningsmoment. Dette fordi majoriteten av normalspenningene i HBE-elementene kommer fra bøyning, som kan ses i Figur 8.14b. Videre avhenger også skjærbelastningen i HBE-elementene av innspenningsmomentet, slik som nevnt i Kapittel 6.6.5. Som forklart i diskusjonen av maksimal skjærkraft i skruene kan det antas at det største momentet i HBE-elementenes ender regnes ut med god nøyaktighet i de analytiske beregningene. At det var godt samsvar mellom

momentet i HBE-elementenes ender for analytiske beregninger og skallelementanalysen kan også ses fra Figur 8.11b. Likevel viser Tabell 8.1 at utnyttelsesgradene for skjærspenning og for kombinert bøy- og aksialspenning i HBE-elementene var høyere i skallelementanalysen enn i de analytiske beregningene. Spenningene som ble notert fra skallelementanalysen var altså større enn spenningene som ble regnet ut i de analytiske beregningene, selv om momentet i HBE-elementenes ender var det samme. I motsetning til beregningen av skjærkraft i skrueforbindelsene ble det i dette tilfellet tatt hensyn til at HBE-elementene trykkes sammen når de overfører vindlast fra den ene delen av veggen til den andre, som forklart i Kapittel 6.6.8. Det er altså ikke dette som er årsaken til at spenninger er større i skallelementanalysen enn i de analytiske beregningene.

Tabell 8.1: Utnyttelsesgrader i bruddgrensetilstanden for søyler og HBE-elementer

	Bøyning+aksial		Skjær	
	Søyler	HBE	Søyler	HBE
FEM	23,5%	18,3%	59,7%	59,7% en kort avstand fra skruene 6,0% midt i HBE-elementene
Mathcad	15,2%	14,6%	36,1%	6,0%

Selv om spenningene ble lest av et stykke unna de største spenningstoppene, var det fortsatt rundt skrueforbindelsene de største spenningene ble lest av. En mulig årsak til at skallelementanalysen ga høyere spenninger enn de analytiske beregningene er altså at spenningene som ble avlest kom fra spenningstopper rundt skrueforbindelsene. En bekreftelse på dette kan ses fra Tabell 8.1 der skjærspenningene som ble notert i midten av HBE-elementene i skallelementanalysen ga 6,0% utnyttelse, altså samme verdi som de analytiske beregningene i Mathcad-arket ga. Utnyttelsesgraden på 59,7% som ble regnet ut basert på skjærspenningene en kort avstand fra skruene er sannsynligvis mer knyttet til belastningen skruene ble utsatt for enn selve HBE-elementets belastning. Det henvises til Figur 8.15a for hvordan skjærspenningene fordelte seg i skallelementanalysen. Det samme gjelder for kombinert bøyning og aksialspenning, altså at utnyttelsesgraden på 18,3% som ble notert fra skallelementanalysen sannsynligvis var påvirket av spenningstopper rundt skrueforbindelsene. Bøyepenninger fra moment i HBE-elementene vil være størst i elementenes topp og bunn, men som det kan ses fra Figur 8.14b ble spenningene i HBE-elementenes ender størst rundt skrueforbindelsene. Lengre mot midten av HBE-elementene flyttet spenningene seg til elementenes topp og bunn, slik bøyepenninger normalt regnes å være. De analytiske beregningene av lastvirkninger i HBE-elementene er altså sannsynligvis ikke feil, men spenningstopper rundt skrueforbindelsene kan ha vært årsaken til at noterte verdier fra skallelementanalysen ble større enn hva analytiske beregninger tilsier. Dersom HBE-elementenes belastning nærmer seg brudd kan det likevel være hensiktsmessig å gjennomføre mer nøyaktige beregninger enn de analytiske beregningene som er gjort i denne oppgaven, ettersom det er et avvik mellom noterte spenninger fra skallelementanalysen og de analytiske beregningene. Ifølge Tabell 8.1, samt resultatene som er presentert i Kapittel 7.5.1, vil belastningen i HBE-elementene sannsynligvis ikke være i nærheten av å gi full kapasitetsutnyttelse.



Figur 8.14: Momentdiagram og normalspenninger

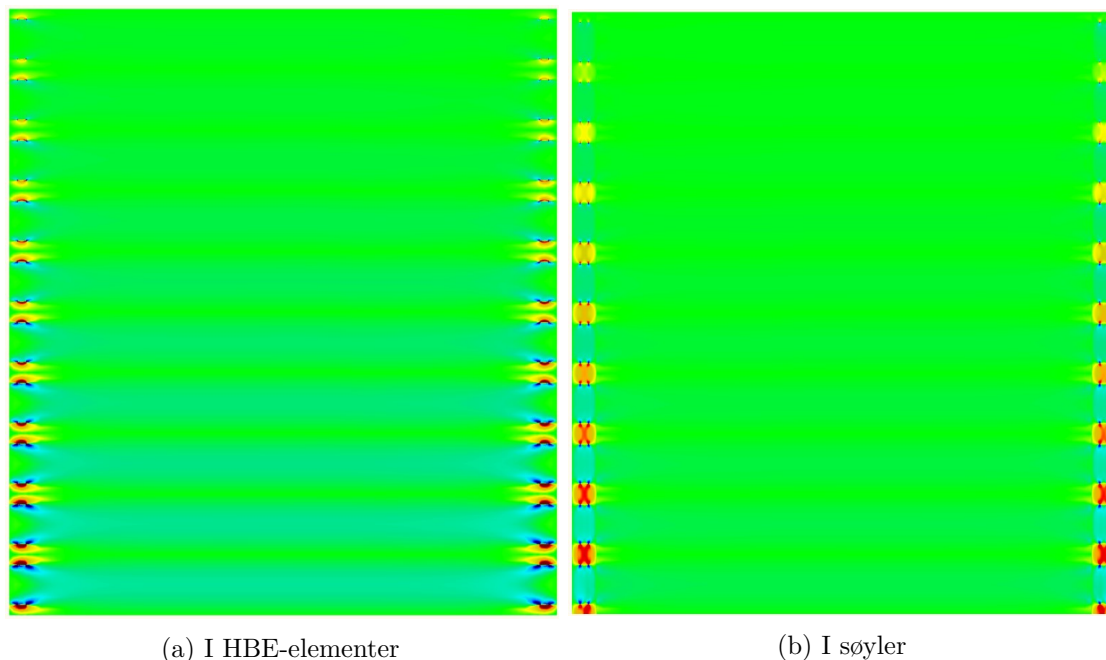
Belastning i søyler

Tabell 8.1 viser at for kombinert aksial- og bøyepening i søyler ble utnyttelsesgraden 23,5% i skallelementanalysen og 15,2% i de analytiske beregningene. Tilsvarende ble utnyttelsesgradene for søylenes skjærbelastning 59,7% i skallelementanalysen og 36,1% i de analytiske beregningene. Med andre ord er notert belastning størst i skallelementanalysen også når det gjelder søylene. Også her er det mulig at spenningstopper er årsaken til avviket mellom skallelementanalysen og de analytiske beregningene.

Som allerede nevnt illustrerer Figur 8.13 at det var godt samsvar mellom bjelkeelementanalysen og analytiske beregninger for størrelsen på innspenningsmomentene. Videre viser Figur 8.14 at de analytiske beregningene samsvarte godt med bjelkeelementanalysen når det gjaldt formen på momentdiagrammet i søylene. Siden hoppene i momentdiagrammene i Figur 8.14a og Figur 8.14c skyldes innspenningsmoment betyr dette at både størrelse og form på søylenes moment samsvarte med bjelkeelementanalysen. Videre må søylenes moment grovt sett være det samme i skallelementanalysen som i analytiske beregninger, ettersom tidligere diskuterte resultater viser at søylenes bøyning blir lik i skallelementanalysen som i de analytiske beregningene dersom skjærdeformasjoner neglisjeres. På grunn av dette er det sannsynligvis forskjeller i spenningsfordeling som oppstår når skallelementer brukes, som er årsaken til at aksial- og bøyepening er forskjellig for skallelementanalysen og de analytiske beregningene. I tillegg til at det oppstod spenningstopper i skallelementanalysen var det også en annen forskjell mellom skallelementanalysen og bjelkeelementanalysen, nemlig måten innspenningsmoment overføres mellom søyler og HBE-elementer.

I bjelkeanalysen overføres innspenningsmomentene i hver kobling som punktmoment, slik at momentdiagrammene hopper som i Figur 8.14a og Figur 8.14c. I skallelementanalysen overføres derimot momentene via skrueforbindelser der skruene er plassert i en avstand fra hverandre. Momentet fra HBE-elementene overføres da over en avstand i skallelementanalysen, slik at momentet endres gradvis over denne avstanden istedenfor å hoppe fra en verdi til en annen i hver kobling. Som følge av at momentet ikke endres like brått kan det tenkes at momentdiagrammet ikke vil nå like store maks- og minimumsverdier i skallelementanalysen. Dette kan ses fra Figur 8.14 der momentet hopper så mye i bjelkeelementanalysen og de analytiske beregningene at det ender opp med motsatt fortegn fire-fem ganger i nedre del av søylen, mens for skallelementanalysen ser det ikke ut til at dette skjer mer enn to-tre ganger i samme område. I lys av dette er det store sjanser for at forskjellen mellom aksial- og bøyepening i skallelementanalysen og de analytiske beregningene skyldes spenningstopper rundt skrueforbindelsene i FEM. Siden dette ikke kan fastslås kan det derimot

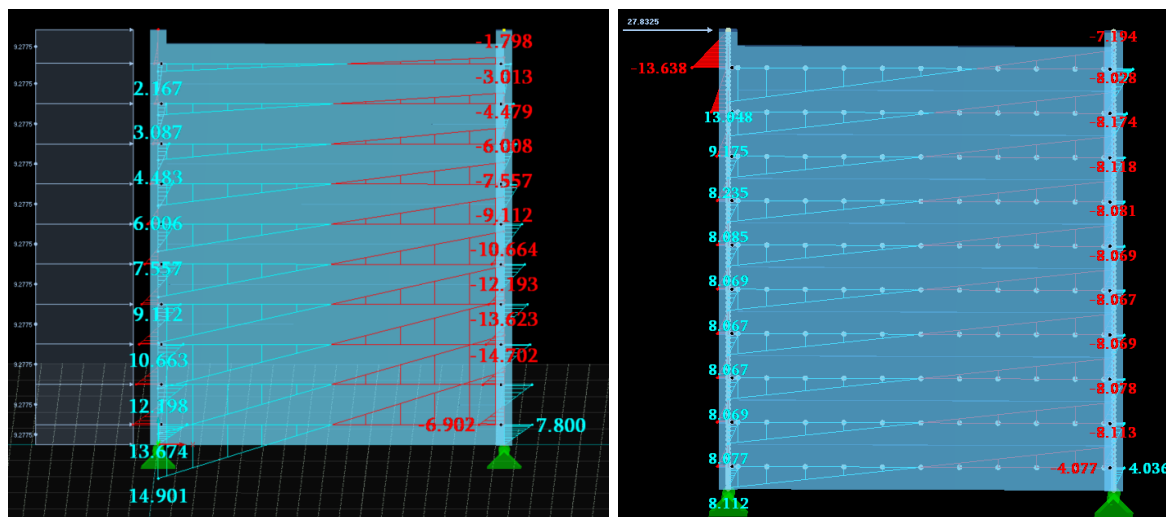
være hensiktsmessig å analysere aksial- og bøyespenninger i mer detalj dersom utnyttelsesgraden nærmer seg full utnyttelse, eventuelt bruke en sikkerhetsfaktor for å ta hensyn til usikkerhetene rundt beregning av disse spenningene for søylene.



Figur 8.15: Fordeling av skjærspenninger i skallelementanalysen

I de analytiske beregningene ble det antatt at 60% av vindlasten i veggens endte opp som skjærkraft i den ene søylen og 40% i den andre søylen, noe som ga en opplagerkraft på $34,8kN$ for søylen med 60% last. Denne opplagerkraften ble videre brukt for å regne ut skjærspenningene og finne utnyttelsen i skjær, basert på antagelsen om at maksimal skjærkraft oppstod i søylenes bunn der kraften ble overført til opplageret. Figur 8.15b bekrefter denne antagelsen om at maksimal skjærkraft oppstår i bunnen av søylene. Selv om den største opplagerkraften i skallelementanalysen var $30,5kN$, altså mindre enn det som ble brukt i de analytiske beregningene, ble utnyttelsen i skjær større i skallelementanalysen. Som det kan ses i Figur 8.15b toppet skjærspenningene seg rundt skrueelementene i skallelementanalysen, slik at det var vanskelig å fastslå et område hvor skjærspenning skulle leses av. Altså er det sannsynligvis spenningstopper som er årsaken til at skallelementanalysen gir større utnyttelse i skjær. Spenningstopper som oppstår rundt forbindelser vil bli tatt hensyn til ved dimensjonering av forbindelsene, og er ikke av stor interesse for kontroll av søylenes belastning. Med andre ord er det sannsynlig at skjærspenning i søylen regnes ut riktig i de analytiske beregningene, siden den regnes ut basert på en skjærkraft på 60% av den totale vindlasten.

Dersom vindlasten påføres som en punktlast i toppen av HBE-veggen betyr det at halvparten av kreftene fra vindlasten allerede har blitt tatt opp i opplagerne på veggens langside, slik at størrelsen på kraften som påføres HBE-veggen er halvparten så stor. Selv dersom hele denne punktlasten påføres i kun én søyle ville det altså fortsatt gitt mindre skjærkraft enn de 60% det er regnet med i de analytiske beregningene. Med andre ord er de analytiske beregningene av skjærkraft i søylene konservative når det kommer til hvordan vindlasten påføres HBE-veggen.



(a) Vindlast som fordelt last

(b) Vindlast som punktlast

Figur 8.16: Illustrasjon av momentdiagrammer i HBE-elementer og søyler

Figur 8.16 viser at søylene blir utsatt for et ekstra stort moment i toppen på grunn av momentarmen til punktlasten, dersom vindlast påføres som en punktlast i toppen av HBE-veggen. Størrelsen på dette momentet vil avhenge av hvor langt søylene stikker opp over HBE-elementene, da dette avgjør størrelsen på momentarmen til punktlasten. Dersom festet mellom taket og søylene skjer i et område nær øverste HBE-element vil ikke punktlasten ha en vesentlig momentarm, og momenttoppen i søylene vil som følge av det ikke bli like stor. Videre er det også en annen faktor som kan føre til at momentet i toppen av søylen blir noe mindre enn Figur 8.16b viser. Denne faktoren er knyttet til måten HBE-elementene kobles til søylene, som forklart i Kapittel 8.3.3. Koblingene er ikke enkeltpunkter, men består av flere skruerforbindelser. De øverste skruene i en kobling vil være en viss avstand over koblingens senter, slik at det vil påføres en motstand mot moment i søylene allerede før midten av koblingen. Da vil ikke søylemomentet ha rukket å bli like stort som det ville vært i midten av koblingen. En annen faktor som vil føre til at momentet i toppen av søylen ikke blir like stort som i Figur 8.3.3 er at vindlasten som overføres som en punktlast fra taket sannsynligvis ikke påføres kun én søyle, men at noe av denne påføres den andre søylen i HBE-veggen.

Selv om det er nevnt flere mekanismer som reduserer dette toppmomentet i HBE-veggen, kan det være at faktisk momentbelastning i søylene blir større enn i de analytiske beregningene dersom vindlasten påføres som en punktlast i toppen av veggen. Som tidligere nevnt er det sannsynligvis ikke momentbelastning i søylene som blir dimensjonerende ettersom kapasitetsutnyttelsen for moment var 15,2% i de analytiske beregningene og 23,5% i FEM-analysen. Dersom momentbelastningen i søylene ifølge analytiske beregninger overskrider 50% bør det analyseres nærmere, for eksempel ved bruk av bjelkeelement-analyser i FEM.

8.4 HBE-elementers evne til å avstive konstruksjoner

I dette kapitlet diskuteres og vurderes hvilken avstivende effekt som kan oppnås med HBE-elementer i en vegg. For dette brukes blant annet resultatene som er presentert i Kapittel 7.5.1, der HBE-vegger ble dimensjonert for å stive av vindlast i case-bygget. Som nevnt var vindlasten som ble brukt i disse beregningene $18,56 \frac{kN}{m}$, selv om den egentlig skulle vært $16,95 \frac{kN}{m}$. Resultatene fra Kapittel 7.5.1 regnes likevel som godt egnet for å vurdere avstivningseffekten som kan oppnås med HBE-elementer, ettersom en større vindlast vil kunne oppstå for et litt større bygg, eller dersom vindforholdene er annerledes.

For å vurdere hvordan en vegg av HBE-elementer kan brukes til vindavstivning i en konstruksjon, vil det være nyttig å forstå hvilke mekanismer som kan føre til avstivning. Som nevnt i Kapittel 3.3.1 er det flere ulike måter å stive av en konstruksjon på. Som forklart i samme kapittel er det vanlig å stabilisere en konstruksjon enten ved å hindre rotasjon i hjørnene og oppleggene til en ramme, ved hjelp av skivevirkning i en vegg eller ved hjelp av diagonale stag. Forskerspørsmålet i denne oppgaven dreier seg derimot om avstivningseffekten som kan oppnås med HBE-elementer som stables oppå hverandre og skrur inn i søyler. I en slik setting er det ikke nødvendigvis de mest brukte prinsippene for avstivning som gjør seg gjeldene, ettersom HBE-elementene verken er stive skiver, momentstive rammer eller diagonale stag. I starten av dette kapittelet diskuteres forskjellige mekanismer som gjør at slike sammenskrudde HBE-elementer kan bidra til avstivning i en vegg. Deretter diskuteres avstivningen som kan oppnås i HBE-vegger dersom HBE-elementene limes sammen eller dersom det ikke er selve HBE-elementene som står for avstivningen. Forskerspørsmålet favner ikke direkte om denne andre delen av kapittelet ettersom spørsmålet retter seg mot hvilken avstivningseffekt selve HBE-elementene kan gi, samt at elementene i forskerspørsmålet kun skrur sammen og ikke limes. Grunnen til at avstivningseffektene som nevnes i denne delen likevel diskuteres er for å gi et helhetlig bilde av avstivningen som kan oppnås i en HBE-vegg, samt for å sammenligne HBE-elementenes avstivningseffekt med andre avstivningsprinsipp.

8.4.1 Avstivning fra sammentrykking av HBE-elementer

Som forklart i Kapittel 8.3.2 er det flere faktorer som tyder på at avstivningsbidraget fra sammentrykking av HBE-elementer er såpass lite at det kan neglisjeres. For det første viste analytiske beregninger og FEM-analyser at forskyvningen i veggens topp var $0,7m-2,7m$ dersom det kun var sammentrykking av HBE-elementer som stod for avstivning. Forskyvninger av denne størrelsen er mer enn hva som er akseptabelt for et bygg. For det andre viste skallelementanalysen der det var flere skruer i hver kobling at innspente forbindelser og bøyning i HBE-elementene ga et vesentlig større stivhetsbidrag enn sammentrykking av elementer. Det henvises til andre avsnitt av Kapittel 8.3.2 for en grundigere forklaring og diskusjon rundt dette. I tillegg kan sammentrykkingen av elementer bli enda mindre dersom HBE-elementene krymper på grunn av fuktreduksjoner. På bakgrunn av disse aspektene kan det med stor sikkerhet antas at sammentrykking av HBE-elementer i praksis ikke gir et nevneverdig bidrag til HBE-veggenes avstivningseffekt.

8.4.2 Avstivning fra innspente forbindelser og bøyning i HBE-elementer

Siden friksjon ses vekk fra og sammentrykking av HBE-elementer gir minimal avstivning, er det avstivningseffekten fra innspente koblinger og bøyning i HBE-elementer som er mest hensiktsmessig å ta utgangspunkt i dersom HBE-elementer skal brukes til veggavstivning. Størrelsen til denne avstivningseffekten avhenger i hovedsak av HBE-elementenes bøyestivhet og styrke under bøyning, samt styrken og innspenningsgraden til forbindelsene mellom søyler og HBE-elementer. Søylenes styrke og stivhet kan også være av betydning. Dette underkapittelet tar for seg betydningen til hver av disse styrkene og stivhetene. Det tas blant annet utgangspunkt i resultatene fra da HBE-veggen ble dimensjonert for å avstive bygget i case. Disse resultatene gjengis i Tabell 8.2 for skruer med $7mm$ kjernediameter.

Tabell 8.2: Skrueantall, søylebredde og lastvirkninger ved bruk av 7mm-skruer

7mm skruer, 450mm søylebredde, 7 skruer over 6 rader				
	K_{ser}	K_u	Treteknisk	FEM
Forskyvning δ	38,5mm	53,3mm	30,1mm	32,0mm
Utnyttelse for δ	64,2%	88,9%	50,2%	53,3%
Skjærkraft F_{max} i skrue	6,07kN	5,85kN	5,89kN	5,6kN
Kapasitetsutnyttelse for F_{max}	98,4%	94,9%	95,5%	90,7%
Største Δ i skrue	2,50mm	3,62mm	3,62mm	4,65mm
Søyle, Moment og trykk	14,9%	16,7%	15,9%	18,3%
Søyle, Skjær	41,6%	41,6%	41,6%	41,6%
HBE, Moment og trykk	29,7%	28,6%	28,9%	27,4%
HBE, Skjær	12,3%	11,9%	12,0%	11,4%

For resultatene i Tabell 8.2 er det verdiene for K_{ser} og Treteknisk som er mest relevant å se på for bruksgrensetilstand, mens K_u og Treteknisk er mest relevant for bruddgrensetilstand, som forklart i Kapittel 8.3.1. Med utgangspunkt i dette kan det ses fra tabellen at HBE-elementenes moment- og skjærbelastning henholdsvis ga rundt 29% og 10-12% utnyttelse, mens søylene var utnyttet rundt 16% og 42% for moment og skjær. For de andre skruene som ble testet, presentert i Kapittel 7.5.1, var utnyttelsesgradene i HBE-elementene omtrent lik som for 7mm skruene. Utnyttelsesgradene for moment og skjær i søylene var noe lavere ved bruk av skruer på 4mm og 5,4mm, trolig fordi søylene var 600mm brede istedenfor 450mm ved bruk av disse skruene. At disse utnyttelsesgradene var såpass lave betyr at søyler og HBE-elementer med stor sannsynlighet vil være sterke nok til at HBE-veggen skal kunne brukes som avstivning også i andre tilfeller. Med andre ord er det lite sannsynlig at en HBE-vegg sin avstivende evne vil begrenses på grunn av styrken til søyler og HBE-elementer, dersom det tas utgangspunkt i avstivning fra innspente forbindelser og bøyning i HBE-elementer. Det samme kan derimot ikke sies for styrken til skrueforbindelsene mellom søyler og HBE-elementer, som diskutert i neste avsnitt.

Som det kan ses fra Tabell 8.2 var det skjærkapasiteten til skrueforbindelsene som ble dimensjonerende i HBE-veggen. Det samme var tilfelle for 4mm-skruer og 5,4mm-skruer, og skruenes kapasitetsutnyttelse var nesten like stor uavhengig av hvilken tilnærming som ble brukt for forskyvningen $\Delta(F)$. Som det kan ses i Tabell 8.2 var maksimal skjærbelastning i skrue noe mindre for tilnærmingene til $\Delta(F)$ som ga mer skrueforskyvning, altså for K_u og FEM sin $\Delta(F)$. Dette kan skyldes at maksimalt innspenningsmoment blir mindre når innspenningsgraden reduseres, ettersom innspenningsmomentene fordeles mer jevnt på koblingene slik Figur 8.7a viser. Likevel var største skjærbelastning i skrue omtrent lik uansett hvilken tilnærming til $\Delta(F)$ som ble valgt. Dette er fordi innspenningsmomentene i HBE-veggen uansett må være store nok til å motvirke momentet skapt av vindlasten, og skjærkreftene i skruene må være store nok til at dette momentet overføres mellom søyler og HBE-elementer. For at skrueforbindelsene skulle kunne overføre dette momentet krevdes det 42, 72 og 100 skruer i hver kobling for skruer med kjernediameter på henholdsvis 7mm, 5,4mm og 4mm. Siden veggen bestod av 14 HBE-elementer trengtes det altså 1176, 2016 eller 2800 skruer i hver HBE-vegg avhengig av skruestørrelsen. Kun for å få plass til dette antallet skruer i henhold til Eurokode 5 sine avstandskrav [14] måtte søylene være 600mm og 450mm brede avhengig av hvilke skruer som ble brukt. Dette var søylebredden som trengtes for å feste ett HBE-element til søylen. Altså vil det kreves dobbelt så stor bredde for en søyle som står mellom to HBE-vegger ettersom hvert HBE-element krever 450-600mm søylebredde. Som vist i Tabell 7.5 krevde dimensjonering av bygget for øvrig kun 240mm brede søyler i ytterveggene, samt en dybde på 225mm. Kun for å få plass til skruene måtte altså søylene være rundt to til fire ganger så store som det ellers var behov for. Ved bruk av skruer er det altså svært krevende å få forbindelsene mellom søyler og HBE-elementer sterke nok til å kunne overføre momentene som kan oppstå når en HBE-vegg brukes som avstivning.

Når det gjelder forskyvning i HBE-veggen kan det ses fra Figur 8.7b at forskyvningen i toppen av HBE-veggen i FEM-analysene var rundt $20\text{-}30\text{mm}$ ved $3000 \frac{kNm}{rad}$ og $50\text{-}60\text{mm}$ ved $3000 \frac{kNm}{rad}$, men kun rundt $4\text{-}10\text{mm}$ ved full innspenning. Med andre ord stod deformasjon i søyler og HBE-elementer for kun $4\text{-}10\text{mm}$ av HBE-veggenes forskyvning i FEM-analysene, mens rotasjon i koblingene stod for resten av forskyvningen. Enda en indikasjon på at mesteparten av forskyvningen i HBE-vegger kommer av rotasjon i koblingene kan ses fra Tabell 8.2. Ved bruk av K_{ser} var forskyvningen $\delta = 38,5\text{mm}$, mens dersom $K_u = \frac{2}{3}K_{ser}$ ble brukt økte forskyvningen til $53,3\text{mm}$, altså en økning på $\frac{53,3-38,5}{38,5} = 38\%$. På bakgrunn av dette kan det sies med stor sannsynlighet at skjær- og bøyedeformasjoner i søyler og HBE-elementer vil stå for en mindre andel av HBE-veggers totale forskyvning, mens rotasjon i koblingene er skyld i den største andelen av forskyvningen. Et unntak blir selvfølgelig dersom innspenningen i koblingene er stor nok til at det blir minimal rotasjon i dem. En slik innspenning vil kreve enda flere skruer eller skruer som er enda stivere enn hva som er brukt i Tabell 8.2. Videre viser Tabell 8.2 at forskyvningen i toppen av HBE-veggen for 7mm -skruene var på $38,5\text{mm}$, altså en utnyttelse på $64,2\%$ i forhold til det angitte kravet på $\frac{9000\text{mm}}{150}$. For 4mm -skruene og $5,4\text{mm}$ -skruene var veggens forskyvning $30,4\text{mm}$ og $33,7\text{mm}$, altså ingen stor forskjell fra 7mm -skruene. Siden utnyttelsen i forskyvning var på $64,2\%$ selv om det ble brukt 42 stykk 7mm -skruer i hver forbindelse betyr det at det ikke bare er krevende å få tilstrekkelig styrke i forbindelsene, men at det også er krevende å oppnå en tilstrekkelig innspenningsgrad.

Siden nødvendig søylebredde var 600mm for skruer med 4mm og $5,4\text{mm}$ kjernediameter, men 450mm for skruer med 7mm kjernediameter, kan det tenkes at samme trend vil gjelde for skruer med enda større diameter enn 7mm , altså at de vil kreve enda mindre søylebredde. Skruer med en slik diameter kan i så fall være en mulig løsning for å gjøre innfestingene mellom søyler og HBE-elementer sterke og stive nok uten store krav til søylebredde. På den andre siden vil bruk av større skruer medføre strengere avstandskrav, slik at det vil være plass til færre skruer. Som det kan ses i Kapittel 7.5 var det plass til ti, åtte og seks rader med skruer over hverandre for skruer med kjernediameterer på henholdsvis 4mm , $5,4\text{mm}$ og 7mm . Ved en økning i kjernediameter vil naturligvis antall skruerader det er plass til i høyden reduseres enda mer, og en reduksjon fra seks til to rader er av større betydning enn en reduksjon fra ti til seks rader. Bruk av større skruer vil altså ikke nødvendigvis være mer gunstig. Videre er en mulig årsak til at nødvendig søylebredde kun var 450mm for 7mm -skruer sammenlignet med 600mm for 4mm og $5,4\text{mm}$ -skruer, at formlene for skjærkapasitet og avstandskrav i Eurokode 5 [14] endrer seg når kjernediameteren overskrider 6mm . Beregningsformlene fra Eurokode 5 vil ikke endre seg ved en videre økning i skruenes diameter, ettersom det kun skilles mellom kjernediameterer $>$ eller $\leq 6\text{mm}$. Det kan derfor anses som lite sannsynlig at bruk av skruer med større diameter vil føre til en vesentlig reduksjon i behovet for søylebredde og skruerantall.

Som en oppsummering av det som er nevnt hittil i dette underkapittelet er det altså forbindelsene mellom HBE-elementene og søylene som er mest kritiske for HBE-elementer sin avstivningsevne, både med tanke på styrke og stivhet. Ved å studere Tabell 8.3 og Tabell 8.4 kan det ses at dette også var tilfelle dersom HBE-veggen var 5m høy og dersom HBE-elementene var 1m høye. Det kan også ses at nødvendig søylebredde var 350mm for begge disse tilfellene, som fortsatt er vesentlig mer enn 240mm selv om det er mindre enn de 450mm det var behov for i Tabell 8.2. Totalt antall skruer det var behov for i disse veggene var 320 og 800 for henholdsvis tilfellet med tilfellet med 5m høye vegger og 1m høye HBE-elementer. Det vesentlig lavere skruerantallet på 320 for den 5m høye veggen skyldes redusert belastning fra vind siden veggen i dette tilfellet var nesten halvparten så høy som bygget i case, samt at antall HBE-elementer som måtte festes til søyler også ble redusert som følge av en lavere vegg. Det blir altså lettere å oppnå avstivning som følge av innspente forbindelser og bøyning i HBE-elementer dersom HBE-elementene er høyere enn 580mm , og spesielt dersom bygget er lavere enn de ni meterne som er brukt i case-bygget.

Tabell 8.3: Skruerantall, søylebredde og lastvirkninger ved bruk av 7mm-skruer og 1m høye HBE-elementer

7mm skruer, 350mm søylebredde, 5 skruer over 10 rader				
1m høyt HBE-element	K_{ser}	K_u	Treteknisk	FEM
Forskyvning δ	18,2mm	25,0mm	14,4mm	14,4mm
Utnyttelse for δ	30,4%	41,7%	24,0%	23,9%
Skjærkraft F_{max} i skrue	5,9kN	5,79kN	5,83kN	5,68kN
Kapasitetsutnyttelse for F_{max}	95,7%	94,0%	94,5%	92,0%
Største Δ i skrue	2,44mm	3,59mm	3,50mm	4,89mm
Søyle, Moment og trykk	25,0%	25,7%	25,5%	26,6%
Søyle, Skjær	53,4%	53,4%	53,4%	53,4%
HBE, Moment og trykk	19,3%	18,9%	19,0%	18,5%
HBE, Skjær	13,8%	13,5%	13,6%	13,2%

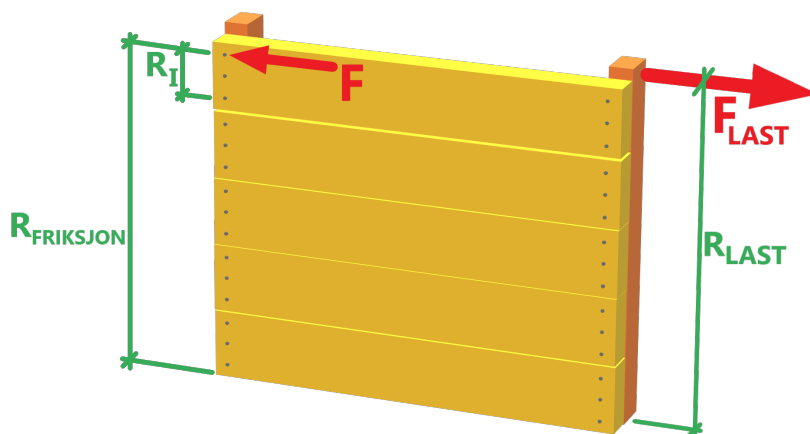
Tabell 8.4: Skruerantall, søylebredde og lastvirkninger ved bruk av 7mm-skruer i en 5m høy HBE-vegg

7mm skruer, 350mm søylebredde, 5 skruer over 4 rader				
5m høy vegg	K_{ser}	K_u	Treteknisk	FEM
Forskyvning δ	20.76mm	29.78mm	15.36mm	16.01mm
Utnyttelse for δ	62.30%	89.30%	46.10%	48%
Skjærkraft F_{max} i skrue	5.44kN	5.2kN	5.32kN	5.04kN
Kapasitetsutnyttelse for F_{max}	88.20%	84.30%	86.20%	81.70%
Største Δ i skrue	2,245mm	3,215mm	2,5mm	3,38mm
Søyle, Moment og trykk	13,1%	14,2%	13,6%	14,9%
Søyle, Skjær	29,7%	29,7%	29,7%	29,7%
HBE, Moment og trykk	14,5%	13,8%	14,2%	13,4%
HBE, Skjær	6,0%	5,7%	5,9%	5,6%

8.4.3 Avstivning fra friksjon

Som forklart i Kapittel 6.6.1 vil det oppstå friksjon mellom HBE-elementer når de presses sammen, samt i kontaktflatene mellom HBE-elementer og søyler. Her diskuteres påvirkningen friksjon vil kunne ha på en HBE-vegg sin avstivningseffekt.

Friksjon mellom HBE-elementer gjør at horisontale krefter kan overføres fra HBE-element til HBE-element. Altså vil vindlast kunne overføres direkte ned til fundamentene gjennom HBE-elementene, istedenfor at lasten må tas opp som skjærbelastning i søylene. Størrelsen til kreftene som må overføres til fundamentene er likevel den samme uansett hvordan disse kreftene ledes til fundamentene. Dimensjonerende skjærbelastning i søyler blir altså lik, siden største skjærkraft i søylene oppstår rett ved fundamentene. Dimensjonerende momentbelastning i søylene vil derimot bli lavere som følge av friksjon mellom HBE-elementer, ettersom vindlast overføres direkte fra søylene til HBE-elementene uten at søylene bøyes. Videre, for vindlast som overføres til fundamentene gjennom HBE-elementer avhenger den totale skjærkraften F som må tas opp i skruene av momentet $M_{LAST} = F_{LAST} \cdot R_{LAST}$ og momentarmen $R_{FRIKSJON}$, som illustrert i Figur 8.17. Som følge av dette blir $F_{FRIKSJON} = \frac{M_{LAST}}{R_{FRIKSJON}}$ dersom det tas utgangspunkt i den øverste skruen i vegg i Figur 8.17. Det er derimot momentarmen R_I som gjør seg gjeldende når vindlast stives av som følge av innspenne forbindelser og bøyning i HBE-elementer. Siden R_I er mindre enn $R_{FRIKSJON}$ fører dette til en større total skjærbelastning i skruerforbindelsene: $F = \frac{M_{LAST}}{R_I}$. Dersom vindlast overføres til fundamentene gjennom HBE-elementer som følge av friksjon vil det altså være behov for færre skruer i vegg. Hvor mye vindlast som overføres til fundamentene gjennom HBE-elementer avhenger av størrelsen på friksjonen mellom elementene.



Figur 8.17: Momentarm på skjærkrefter i skruer hvis vegg er en stiv skive

Friksjonskreftene i kontaktflaten mellom HBE-elementer og søyler oppstår som følge av at HBE-elementene presses inn i søylene når de skrues sammen. Denne friksjonen vil føre til økt innspenningsgrad i overgangene mellom søyler og HBE-elementer, samt at skjærbelastningen i skruerforbindelsene vil reduseres ettersom deler av kreftene overføres via friksjon istedenfor gjennom skruene.

Siden friksjonskrefter oppstår samtidig som de andre avstivningsmekanismene utgjør HBE-veggen et statisk ubestemt system, slik at det er uvisst hvor stor andel av avstivningen friksjonskreftene vil stå for. Dessuten vil det også være andre usikkerheter rundt størrelsen til friksjonskreftene, slik som svelling og krymping ved fuktendringer, treets overflateruhet og hvor hardt elementene presses sammen. I tillegg kan det tenkes at friksjonen endres når elementene begynner å gli i forhold til hverandre, sammenlignet med friksjonen som oppstår i statisk tilstand. På grunn av disse usikkerhetene kan avstivningen fra friksjonskrefter vurderes som lite egnet til å dokumentere HBE-elementenes avstivningsevne. En fullskala test av avstivningsevnen til en HBE-vegg vil kunne gi informasjon om stivhetsbidraget med hensyn til friksjon. Ettersom friksjonskreftene som er nevnt i dette underkapittelet reduserer størrelsen på HBE-veggs lastvirkninger vil neglisjering av friksjon uansett være en konservativ forenkling.

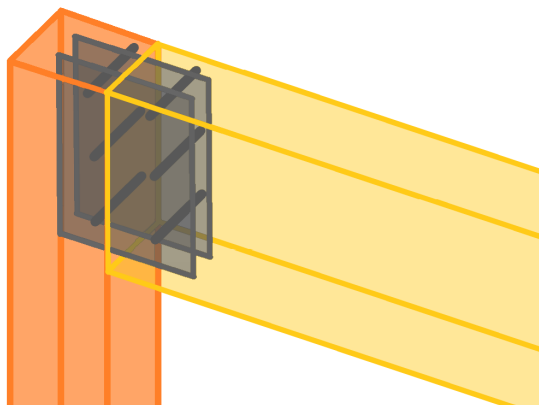
8.4.4 Alternative måter å stive av HBE-vegger på

Her presenteres måter en HBE-vegg kan stives av på som ikke dekkes av forskerspørsmålet. Hensikten med dette underkapittelet er ikke å ta for seg alle mulige måtene en HBE-vegg kan stives av på, men å gi et helhetsbilde av avstivningen som kan oppnås i en HBE-vegg, samt for å sammenligne HBE-elementenes avstivningseffekt med alternative prinsipper for avstivning.

Andre måter å feste HBE-elementer til søyler

I denne oppgaven er det kun vurdert bruk av skruer til innfestingen mellom søyler og HBE-elementer. Dersom det brukes andre festeløsninger er det mulig at innfestninger mellom søyler og HBE-elementer som er tilstrekkelig sterke og stive kan oppnås uten urealistiske krav til søyledimensjoner og antall festemidler. Dette dekkes ikke av forskerspørsmålet ettersom det der kun er skruer som vurderes. En mulig festeløsning kan være tømmerforbindere, som er presentert i Kapittel 3.5.1, ettersom disse har som hensikt å forsterke stavforbindere. Krav til minste avstand mellom festemidlene vil med høy sannsynlighet bli strengere dersom tømmerforbindere tas i bruk, ettersom en tømmerforbinder tar mer plass enn en skrue. Noe annet som kan bli problematisk dersom tømmerforbindere brukes er montering, ettersom HBE-elementene må treffe not og fjær samtidig som at de skal festes med tømmerforbindere.

En annen mulighet for å feste HBE-elementene til søyler er å bruke innslissede stålplater, slik som ble brukt i enkelte forbindelser i bæresystemet i Tabell 7.6. Stålplatene kan plasseres som illustrert i Figur 8.18, dersom HBE-elementene plasseres slik at det er elementenes ender som treffer søylene. En slik løsning faller utenfor forskerspørsmålet uavhengig av om skruer brukes fordi HBE-elementene ikke skrues direkte inn i søylene, men festes til stålplater som videre festes til søylene. Siden innslissede plater medfører en økning i antall skjærplan vil det redusere antallet stavforbindere det er behov for, ettersom både forskyvning og skjærkraft i en stavforbinder regnes per skjærplan i henhold til Eurokode 5 [14]. Dette betyr at koblingene mellom søyler og HBE-elementer kanskje kan gjøres sterke og stive nok med et mindre antall stavforbindere. Bruk av stålplater kan derimot medføre høye krav til presisjon, ettersom hull til stavforbindere må samsvare mellom stålplater og treet.



Figur 8.18: Bruk av innslissede stålplater for å feste HBE-elementer til søyler

Innspenningsgrad i søylesko

Som nevnt i Kapittel 6.6.1 vil en innspenningsgrad i søyleskoene kunne gi et avstivningsbidrag. Innspenningsgraden i søyleskoene er utenfor forskerspørsmålet ettersom det kun er avstivningseffekten til HBE-elementer som vurderes. Søyleskoene vil likevel kunne tenkes å ha en viss grad av innspenning, slik at noe avstivning vil oppnås i HBE-vegger. Som Kapittel 3.5 nevner vil altså antagelsen om momentfrie søylesko føre til en viss grad av overdimensjonering, ettersom innfestingene til HBE-elementene vil avlastes dersom noe moment stives av i søyleskoene.

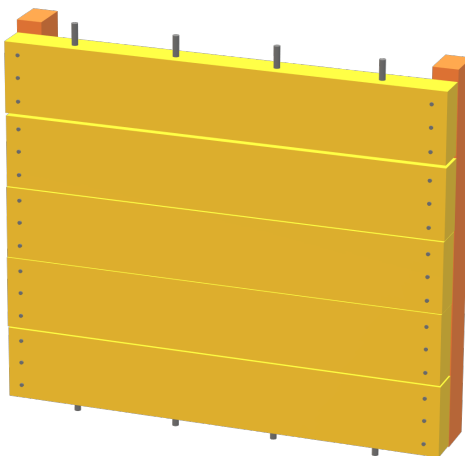
Selv om søylesko sannsynligvis vil ha en viss grad av innspenning er det lite sannsynlig at de vil stå for en betydelig andel av avstivningen. Dette fordi dimensjoneringen av HBE-vegger for avstivning viste at det trengtes mange skruer plassert over et areale på minimum $580\text{mm} \times 450\text{mm}$ for at en forbindelse skulle gjøres sterk og stiv nok til å kunne ta opp en brøkdel av momentet som måtte stives av. Det er altså lite sannsynlig at en søylefot vil kunne ta en betydelig andel av avstivningen dersom den består av stavforbindere. Som nevnt i Kapittel 3.5.1 kan derimot momentstive forbindelser oppnås ved å lime sammen trekomponenter eller ved å lime armeringsstenger inn i treet. Ved bruk av lim kan det altså være mulig å oppnå søylesko som kan stå for større deler av avstivningen.

Bruk av lim

Et annet alternativ for å oppnå avstivning i en HBE-vegg kunne vært å lime sammen HBE-elementene. Som et resultat vil det oppstå fullt samvirke mellom elementene slik at de virker som en stiv skive. Så lenge limet er sterkt nok vil den stive skiven ta opp skjærkrefter i sitt eget plan, slik at horisontale laster overføres direkte ned til fundamentene gjennom HBE-elementene. Som forklart i Kapittel 8.4.3 reduseres skjærbelastningen i skrueforbindelsene dersom horisontale laster overføres til fundamentene gjennom HBE-elementer, slik at det vil være behov for færre skruer. En bakside med å lime sammen HBE-elementene er derimot at muligheten for enkel demontering og ombruk begrenses. Dessuten stilles det strenge krav til utførelsen av limte forbindelser, som nevnt i Kapittel 3.5.1, hvilket kan føre til utfordrende montasje.

Vertikale stålstenger gjennom HBE-elementer

Som nevnt i Kapittel 3.5.1 kan armeringsjern limes inn i treverk som forsterkning og for å gjøre forbindelser momentstive. Dersom vertikale armeringsstenger plasseres som i Figur 8.19 vil de kunne overføre horisontale krefter mellom HBE-elementene. Dette vil føre til at veggen oppfører seg som forklart i Kapittel 8.4.3 for friksjon mellom HBE-elementene, slik at det trengs færre skruer for å feste HBE-elementer til søyler. Etttersom det stilles strenge krav til utførelsen av limforbindelser, samt at innliming av armeringsstenger vil begrense mulighetene for demontering og ombruk av HBE-elementer, vil liming av armeringsstenger være en ugunstig avstivningsløsning.



Figur 8.19: Bruk av armeringsjern for å koble HBE-elementer sammen med hverandre

Dersom vertikale stålstenger plasseres uten at de limes vil demontering og ombruk være enklere. Hvis det da er stor toleranse mellom stengene og hullene de plasseres i kan derimot HBE-elementene gli langsmed hverandre en avstand tilsvarende denne toleransen, noe som kan føre til at forskyvningen i veggen blir større. Dersom toleransen mellom stengene og hullene de skal plasseres i er liten kan det derimot medføre at montasje blir krevende ettersom stålstagene må tres gjennom alle HBE-elementene for at horisontal last skal overføres ned til fundamentene. En annen bakdel ved bruk av vertikale stålstenger er at de går gjennom de innfreste sporene, slik at rør og ledninger ikke kan trekkes like enkelt gjennom veggen.

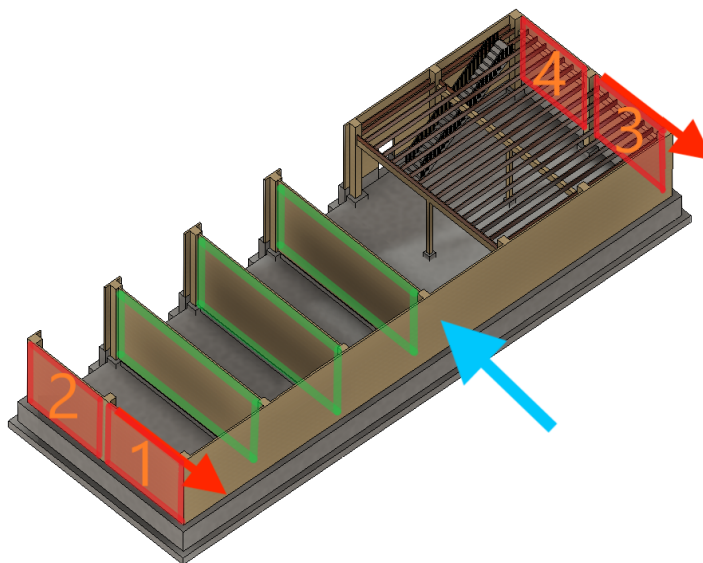
Bruk av diagonal avstivning

Som presentert i Kapittel 7.5.2 kunne skråavstivere bestående av $60 \times 8 \text{ mm}$ vinkelstål i S355-kvalitet brukes som et alternativ til HBE-veggene for å stive av bygget i case. Disse kan plasseres på utsiden av HBE-veggen, slik at de blir liggende inni isolasjonen og ikke blir synlige fra innsiden av bygget. Skråavstivere vil trolig gi en mindre omfattende monteringsjobb enn bruk av HBE-elementer til vindavstivning, på grunn av det store antallet skruer det var behov for å forbore og skru inn for å feste HBE-elementene. Dersom det ses vekk fra innfesting av skråavstiveren vil vinkelstålet ha en vekt på $0,008 \text{ m} \cdot (0,06 \text{ m} \cdot 2 - 0,008 \text{ m}) \cdot \sqrt{5 \text{ m}^2 + 9 \text{ m}^2} \cdot 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 72 \text{ kg}$. Videre, hvis det tas utgangspunkt i 1176 skruer med 7 mm kjernediameter og 160 mm lengde, samt at det ses vekk fra gjenger og skruehode, vil skruenes totale vekt være $1176 \cdot \pi \frac{0,007 \text{ m}^2}{4} \cdot 0,16 \text{ m} \cdot 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 57 \text{ kg}$. Siden både gjenger og skruehode ses vekk fra for skruene, samt at innfesting av stålet ses vekk fra for det diagonale staget, er dette et veldig grovt estimat på stålvekt. Likevel viser estimatet at det ikke er mye stål som spares dersom HBE-elementer som skrues inn i søylene skal brukes som vindavstivning istedenfor skråavstivere. I tillegg kan det tenkes at 1 kg stål i form av skruer er mer kostbart enn 1 kg stål i form av ståltag, ettersom skruestålet har 880 MPa fasthet sammenlignet med ståltagets 355 MPa , samt at det er flere detaljer som må formes i 1 kg skruer enn i 1 kg skråavstiver.

8.4.5 HBE-elementers totale avstivningseffekt

Dette underkapittelet oppsummerer og trekker sammen trådene på en del av det som tidligere er diskutert. Blant annet diskuteres den totale avstivningseffekten som kan oppnås med HBE-elementer i en vegg. Det tas utgangspunkt i at lim ikke brukes, og at HBE-elementene festes til søylene med skruer, siden det er dette forskerspørsmålet dreier seg om. Videre sammenlignes avstivningen som kan oppnås med HBE-elementer med andre muligheter for avstivning, og mulighetene for demontering og ombruk trekkes inn.

Et aspekt som bør nevnes i tilknytning til case-bygget er hvor mye vindlast som fordeler seg til hver HBE-vegg. Som forklart i Kapittel 6.6 og vist i Figur 8.20 ble det antatt at vindlasten som treffer byggets langside tas opp av HBE-veggene i kortsidene, og at hver av disse HBE-veggene tar opp like mye vindlast. Med andre ord ble det antatt at all vindlasten som traff langsideveggen ble fordelt likt på HBE-veggene som er markert i rødt i Figur 8.20. Fordelen med en slik antagelse er at HBE-veggene som er markert med grønt i figuren kan fjernes eller kappes i. En bakdel med antagelsen er derimot at vindlasten ikke nødvendigvis fordeler seg likt på HBE-veggene i kortsidene. Altså kan det være at vegg nummer én i Figur 8.20 tar opp mer vindlast enn vegg nummer to. I så fall bør det regnes med litt større vindlast i hver HBE-vegg ved dimensjonering av dem. Antagelsen har altså kun noe å si for mengden vindlast som fordeles til hver vegg, og har ikke påvirkning på selve avstivningsevnen til en vegg. Det poengteres også at det faktisk ble regnet med litt større vindlast i hver HBE-vegg, ettersom en regnefeil førte til at $18,56kN/m$ ble brukt istedenfor $16,95kN/m$ for vindlasten. Med andre ord har antagelsen som vises i Figur 8.20 sannsynligvis minimal påvirkning på vurderingen av HBE-elementer sin avstivende effekt.



Figur 8.20: Hvor mye vindlast som fordeles til hver HBE-vegg

Ettersom friksjon ses vekk fra og stivhetsbidraget fra sammentrykking er minimalt må det tas utgangspunkt i avstivning fra innspente forbindelser og bøyning i HBE-elementer hvis HBE-elementene skal brukes til avstivning. Som følge av dette må forbindelsene mellom søyler og HBE-elementer være sterke og stive nok til å ta opp momentet som oppstår. Resultatene fra dimensjonering av HBE-veggen til vindavstivning viser derimot at det er svært krevende å få disse forbindelsene sterke og stive nok dersom det kun brukes skruer, noe som samsvarer med bakgrunnskunnskapen i Kapittel 3.3.1 og Kapittel 3.5. Avstivningseffekten som kan oppnås med HBE-elementer avhenger altså i stor grad av styrken og stivheten som kan oppnås i forbindelsene mellom søyler og HBE-elementer. Kun for å få plass til nok skruer i forbindelsene for bygget i case måtte søylene være $225mm \times 450mm$ dersom ett HBE-element skulle festes til søylen, og $225mm \times 900mm$ dersom to HBE-elementer skulle festes til samme søyle. Slike søyledimensjoner

ser ikke bare merkelig ut, men kan også beskrives som en sløsing av limtre ettersom det ikke var nødvendig med tanke på lastvirkninger i søylene. Dette er stikk i strid med FN's bærekraftsmål nummer 13, nevnt i Kapittel 2, ettersom så og si all materialproduksjon bidrar til utslipp av klimagasser. Videre var det behov for 1176 stykk 7mm-skruer i hver HBE-vegg, og som nevnt i Kapittel 6.8 måtte alle disse skruene forbores. 1176 skruer med forboring i hver HBE-vegg kan ikke beskrives som en god løsning for vindavstivning.

Som nevnt i Kapittel 8.4.2 ble behovet for skruer mindre dersom HBE-elementene var 1m høye og dersom bygget som skulle stives av kun var 5m høyt. Det kan også tenkes at behovet for innfesting reduseres i et kortere bygg der vindfanget er mindre, og for et bygg som står i mindre vindutsatte i områder. Dersom de nevnte faktorene kombineres kan det være det er mulig å bruke HBE-elementene til avstivning uten at kravet til innfesting blir for krevende. Selv om det ikke vil være behov for like brede søyler i et slikt tilfelle må det fortsatt forbores og skrues inn en god del skruer, noe som vil kreve monterings tid. Det er derimot mulig at andre festeløsninger vil være mer gunstig, selv om det kun er skruer som vurderes i denne oppgaven. Altså kan det være tilfeller der HBE-elementer kan brukes til avstivning uten at innfestingskravene blir for store.

For å vurdere hvilken avstivningseffekt som kan oppnås med HBE-elementer vil det være hensiktsmessig å sammenligne dem med andre måter å stive av et bygg på. Kapittel 8.4.4 presenterer og diskuterer slike avstivningsalternativer, blant annet diagonal avstivning. Diagonal avstivning har mange av de samme fordelene som avstivning med HBE-elementer. Stålstag vil nemlig kunne skjules i isolasjonen slik at det kun er treverk som er synlig, og vil gi mulighet for enkel demontering i ettert tid. Diagonal avstivning vil sannsynligvis også være billigere enn bruk av HBE-elementer til avstivning, da bruk av HBE-elementer medfører et stort behov for skruer som må kjøpes, forbores og skrues. Av de andre avstivningsmetodene som er presentert i Kapittel 8.4.4 er det kun de alternative måtene å feste HBE-elementene til søylene som ikke benytter seg av lim. Bruk av lim begrenser som tidligere nevnt muligheten for demontering og ombruk, slik at løsninger som ikke benytter seg av lim kan være å foretrekke. Andre måter å feste HBE-elementer til søylene enn skruer er ikke vurdert i denne oppgaven, men som tidligere nevnt vil bruk av HBE-elementer til avstivning kunne være gunstig dersom innfestingen til søyler er tilstrekkelig.

Muligheten for demontering og ombruk av HBE-elementene vil være gunstig i sammenheng med FN's bærekraftsmål nummer 15.2, ettersom det vil gi en mer bærekraftig forvaltning av skogsressurser. For diskusjonen i dette avsnittet tas det utgangspunkt i dersom de skal brukes som nye veggelementer. I den sammenheng vil kvaliteten til elementene for ombruk reduseres dersom det er 42-100 skruer i hver elementende. Det kan nemlig tenkes at en skrue som plasseres i et tidligere skruer hull ikke nødvendigvis vil være like sterk og stiv som en skrue som skrues inn i nytt trevirke. Det kan skrues inn skruer som er større enn de tidligere skruene, men i så fall vil avstandskrav øke slik at ikke alle de gamle skruer hullene kan brukes. En bakdel ved å bore nye skruer hull over og ved siden av de gamle skruer hullene kan være at de gamle hullene til en viss grad vil redusere treets styrke. Dersom det derimot brukes diagonal avstivning og HBE-elementene kun er ikke-bærende veggelementer, slik som i Aanesland Treindustri sitt bygg i Lillesand, vil ombruk kunne være mer gunstig. I så fall trengs det kun nok skruer til å holde HBE-elementene fast til søylene, samt innfesting til skråavstiverne. Dette vil med stor sannsynlighet være lettere å montere og demontere, samt ha en større ombruksverdi, enn hva som vil være tilfelle for en HBE-vegg med 1176-2800 forborede skruer. Det kan altså argumenteres for at diagonal avstivning i en HBE-vegg vil være mer fordelaktig med tanke på ombruk av byggmaterialer enn bruk av HBE-elementer til avstivning. Dersom HBE-elementer som benyttes til vindavstivning ikke kan ombrukes på en hensiktsmessig måte forsvinner mye av fordelene med å benytte kun skruer, slik at det likeså godt kunne blitt brukt lim i HBE-veggen.

9 | Konklusjon

Her trekkes konklusjoner basert på resultater og diskusjon. Forskerspørsmålet og underspørsmålene er gjengitt med uthevet tekst, men det henvises til Kapittel 4 for spesifiseringer og avgrensninger.

9.1 Forskerspørsmål

Hvilken avstivende effekt kan oppnås med sammensatte veggelementer av limtre?

Dersom innfestninger til søylene gjøres tilstrekkelig innspente kan det oppnås en avstivende effekt som følge av bøyning i veggelementene. Ved bruk av skruer er det derimot vanskelig å oppnå innfestninger som er sterke og stive nok til at denne effekten kan stive av et 30m langt bygg. Andre avstivende effekter som kan oppnås med veggelementene er enten for små til å utgjøre reell avstivning, slik som at elementene presses sammen, eller for usikre til å kunne regnes med for avstivningen av et bygg, slik som friksjon mellom elementene.

9.2 Underspørsmål

Hvordan kan en veggkonstruksjons avstivende effekt dokumenteres?

Den avstivende effekten som oppstår i en veggkonstruksjon fra innspente forbindelser og bøyning i veggelementer kan dokumenteres ved å ta hensyn til styrken og stivheten til hvert element i veggen, samt styrken og innspenningsgraden til forbindelsene mellom søyler og veggelementer. Skjærdeformasjoner bør tas hensyn til, selv om bøyedeformasjoner er av større betydning. Det kan regnes at horisontallasten som skal stives av treffer veggkonstruksjonen som en jevnt fordelt last, men det bør også tas hensyn til et tilfelle der horisontallasten påføres som en punktlast i veggens topp. Det ble utarbeidet et Mathcad-ark som kan brukes som en hjelp til å dokumentere veggkonstruksjonens avstivningsevne dersom skjærdeformasjoner neglisjeres.

Hvordan samsvarer analytiske beregninger med FEM-analyser når styrke og stivhet vurderes for veggkonstruksjonen?

På tross av enkelte forskjeller samsvarer analytiske beregninger og FEM-analyser så godt at FEM-analysene i stor grad bekrefter gyldigheten til de analytiske beregningene. Forskjeller i veggkonstruksjonens stivhet antas i hovedsak å skyldes forenklinger som gjøres ved anvendelse av Euler-Bernoulli bjelketeori i analytiske beregninger. Slike forenklinger inkluderer neglisjering av skjærdeformasjoner, samt at koblingene mellom HBE-elementer og søyler regnes å være i enkelte punkt istedenfor skruer som plasseres en avstand fra hverandre. En annen forskjell er at spenninger i søyler og HBE-elementer er større i FEM enn hva de analytiske beregningene tilsier. Dette kan skyldes unaturlige spenningstopper rundt skruer i FEM, samt at faktiske spenningstopper rundt skruene ikke inkluderes i analytiske beregninger der skruerforbindelsenes styrke kontrolleres separat. Forskjeller i skruenes skjærbelastning skyldes en glipp der skjærkrefter i skruene fra overføring av trykkrefter gjennom HBE-elementene ikke ble tatt hensyn til i de analytiske beregningene.

Hvordan kan et tilhørende bæresystem prosjekteres for å oppnå tilstrekkelig styrke, stivhet og global stabilitet?

Et tilhørende bæresystem kan prosjekteres på flere ulike måter for å oppnå tilstrekkelig styrke og stivhet til å motstå brudd og deformasjoner for gitte grensebetingelser. Den foreslåtte utformingen av bæresystemet består av åser, dragere, søyler, bjelkelag i mesanin og forbindelser for å knytte alt sammen. De ulike forbindelsene i konstruksjonen benytter seg av vinkelbeslag, stålplater med bolter, bjelkesko og søylesko. Åsene plasseres langsgående over en rekke fritt opplagte dragere, der hver drager spenner over hele byggets kortsida. Dragerne holdes oppe av kontinuerlige søyler som hviler på betongpilaster. For å oppnå global stabilitet er konstruksjonen prosjekttert med takplater som overfører horisontale laster til avstivende vegger.

10 | Anbefalinger

Råd til oppdragsgiver

For å oppnå tilstrekkelig og dokumenterbar avstivning av et bygg med HBE-elementer anbefales det å bruke en form for skråavstivning. Dette fordi HBE-elementene i seg selv har vist seg å ikke gi tilstrekkelig stivhet med mindre det benyttes urealistisk mange skruer i koblingene mellom søyler og HBE-elementer. Et alternativ kan være å lime elementene sammen på byggeplass slik at det oppnås en skivevirkende effekt. Også ved liming kan dokumentasjonsprosessen bli utfordrende, ettersom forhold som temperatur og fuktighet varierer vesentlig mer på byggeplass enn det gjør i et produksjonslokale. Ved liming i skjøtene begrenses også muligheten for enkel demontering i senere tid.

Videre arbeid

For å verifisere denne oppgavens resultater kunne det vært interessant å gjøre en lignende oppgave som baserer seg på mer praktisk arbeid i form av en fullskalatest. Fullskalatester vil gi de mest realistiske resultatene på hvordan HBE-veggen faktisk vil oppføre seg under horisontal belastning. I første omgang kunne det blitt utviklet en prøvemetodikk for å teste HBE-elementenes styrke og stivhet på laboratoriet, og deretter blitt utført testing etter egnet metode. Ved slike tester vil det være avgjørende å ha kontroll på klima i laboratoriet, ettersom dette kan gi stor innvirkning på trematerialet. Ut fra laboratorietester kan også forhold knyttet til friksjon mellom elementene vurderes og dermed tas med i analysene. Dersom HBE-elementene som testes er utformet på samme måte som i denne oppgaven, kan resultatene fra testingen sammenlignes direkte.

I denne oppgaven har det kommet frem at hovedfaktoren for hvilken avstivningseffekt veggen oppnår er avhengig av forbindelsene til søylene. Derfor vil det kunne være av interesse å undersøke andre løsninger som kan resultere i mer momentstive forbindelser.

Ved innføring av nye materialer spiller også kost- og miljøperspektivet en vesentlig rolle for hvor etterspurt materialet kan bli i markedet. Det vil sannsynligvis derfor være av stor interesse for bransjen å gjøre kostnadsanalyser som kan måles opp mot andre sammenlignbare materialer. På lik linje vil også ulike miljøanalyser være svært relevante.

11 | Bibliografi

- [1] T. V. Nilsen, «Teknologi- og vitenskapshistorie,» i *Grunnbok for ingeniørutdanningen*, 1.utgave. Bergen, Norge: Fagbokforlaget, 2017, kap. 1, avsnitt 1.1-1.5, s. 15-35.
- [2] Innovasjon Norge. «Banebrytende og bærekraftig byggemateriale.» innovasjon norge.no. Hentet fra: www.innovasjon norge.no/no/tjenester/kundehistorier/2020/foamrox/ (Lastet ned: 06.05.2022).
- [3] Innovasjon Norge. «Bygger fremtidens broer.» innovasjon norge.no. Hentet fra: www.innovasjon norge.no/no/tjenester/kundehistorier/2020/prodtex-industri/ (Lastet ned: 06.05.2022).
- [4] V. U. Ellefsen og F. S. Fagerheim. «Stor etterspørsel etter bygg i tre: - Markedet eksploderer.» nrk.no. Hentet fra: www.nrk.no/vestfoldogtelemark/stor-etterspørsel-etter-bygg-i-tre_-_markedet-eksploderer-1.14806185 (Lastet ned: 15.03.2022).
- [5] N. Nordbø. «Er det mulig å bygge så høye hus i tre?.» nrk.no. Hentet fra: www.nrk.no/kultur/ni-hoye-trehus-i-norge-1.14049440 (Lastet ned: 15.03.2022).
- [6] K. H. Solli, «Fokus 12 - Broer i tre,» Treteknisk, Oslo, Norge, ISSN 1501-7427, 11/07. Hentet fra: www.treteknisk.no/publikasjoner/fokus-pa-tre/12--broer-i-tre.
- [7] Tekna. «7 gode grunner til å bruke tre som byggemateriale.» Tekna.no. Hentet fra: www.tekna.no/kurs/innhold/7-gode-grunner-til-a-bruke-tre-som-byggemateriale/ (Lastet ned: 05.05.2022).
- [8] Fremtidens byggenæring. «Tre er fremtidens byggmateriale.» fremtidensbygg.no. Hentet fra: www.fremtidensbygg.no/tre-er-fremtidens-byggmateriale/ (Lastet ned: 05.05.2022).
- [9] Mayr Melnhof Holz. «MM HBE: Solid timber construction.» mm-holz.com. Hentet fra: www.mm-holz.com/fileadmin/Bilder/Service/Broschueren/106__MMHBE__EN__01__digital.pdf (Lastet ned: 19.01.2022).
- [10] R. Crocetti et al. *Limtreboka*. Norske Limtreprodusenters Forening, 2015.
- [11] G. A. Aanesland, personlig kommunikasjon, mai, 2022.
- [12] *Forskrift om tekniske krav til byggverk (Byggteknisk forskrift)*, 2022. [Online]. Hentet fra: lovdata.no/dokument/SF/forskrift/2017-06-19-840?q=byggteknisk%20forskrift.
- [13] *Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*, NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, 01.05.2016.
- [14] *Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*, NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010, 01.07.2010.
- [15] K. Bell, *Dimensjonering av trekonstruksjoner*, 1. utg. Bergen, Norge: Fagbokforlaget, 2017.
- [16] H. J. Blaß og C. Sandhaas, *Timber Engineering - Principles for Design*. Karlsruhe, Tyskland: KIT Scientific Publishing, 2017.
- [17] Treindustrien. «Miljø.» treindustrien.no. Hentet fra: www.treindustrien.no/miljo (Lastet ned: 16.03.2022).
- [18] FN-Sambandet. «Livet på land.» fn.no. Hentet fra: www.fn.no/om-fn/fns-baerekraftsmaal/livet-paa-land (Lastet ned: 15.03.2022).

- [19] WWF Verdens naturfond. «Den fantastiske skogen.» wwf.no. Hentet fra: www.wwf.no/dyr-og-natur/skog-og-regnskog/skog (Lastet ned: 13.03.2022).
- [20] FN-Sambandet. «Stoppe klimaendringene.» fn.no. Hentet fra: www.fn.no/om-fn/fns-baerekraftsmaal/stoppe-klimaendringene (Lastet ned: 13.03.2022).
- [21] Treteknisk. «Bygge i tre.» treteknisk.no. Hentet fra: www.treteknisk.no/bygge-i-tre (Lastet ned: 16.03.2022).
- [22] T. Alapieti, R. Mikkola, P. Pasanen og H. Salonen, «The influence of wooden interior materials on indoor environment: a review,» *Eur. J. Wood Prod.* vol. 78, nr. 4, s. 617–634, Mai, 2020, art no. 1. [Online]. Hentet fra: doi: 10.1007/s00107-020-01532-x.
- [23] TreFokus. «Treindustriens lille grønne.» trefokus.no. Hentet fra: www.treindustrien.no/resources/Treindustriens-lille-gronne.pdf (Lastet ned: 15.03.2022).
- [24] H. Horn, «Fokus 45 - Enøk i trelastindustrien,» Treteknisk, Oslo, Norge, ISSN 1501-7427, 01/09. Hentet fra: www.treteknisk.no/resources/filer/publikasjoner/fokus-pa-tre/Fokus-nr-45.pdf.
- [25] FN-Sambandet. «Ansvarlig forbruk og produksjon.» fn.no. Hentet fra: www.fn.no/om-fn/fns-baerekraftsmaal/ansvarlig-forbruk-og-produksjon (Lastet ned: 16.03.2022).
- [26] K. R. Moen, B. Kucera, B. Eikenes og R. Birkeland, *Trevirke: Kvalitet-bruk-omsetning* Oslo, Norge: Landbruksforlaget, 1998.
- [27] E. Skaug, «Fokus 40 - Trevirkets oppbygging og egenskaper,» Treteknisk, Oslo, Norge, ISSN 1501-7427, 04/07. Hentet fra: www.treteknisk.no/resources/filer/publikasjoner/fokus-pa-tre/Fokus-nr-40.pdf.
- [28] K. M. Sundland og K. H. Solli, *Treteknologi: Fysiske, mekaniske og kjemiske egenskaper*. Lillestrøm, Norge: Byggenæringens forlag, 2001.
- [29] B. N. Sandaker, M. Sandvik og B. Vik, *Materialkunnskap*, 1.utg. Lillestrøm, Norge: Byggenæringens forlag, 2003.
- [30] T. Sigvartsen og J. Barbakken, «Trevirkets egenskaper,» i *Treteknologi*, 2. utg. Oslo, Norge: Fagbokforlaget, 2020, kap. 5.
- [31] *Konstruksjonstrevirke - Fasthetsklasser*, NS-EN 338:2016, 01.07.2016.
- [32] *Trekonstruksjoner - Limtre og limt laminert heltre - Krav*, NS-EN 14080:2013+NA:2016, 01.12.2016.
- [33] V. De Luca og D. Sabia, «Mechanical Compression Tests To Model Timber Structures Behaviour,» i *WIT trans. on eng. sci.* 2007, s. 273-278. [Online]. Hentet fra: doi: 10.2495/MC070271.
- [34] S. Eide, G. Glasø og E. Aasheim, «Prosjektering av trekonstruksjoner - Trykk vinkelrett på fiberretning, en anbefaling,» NTI, Oslo, Norge, Rapport 86, feb. 2013.
- [35] J.R. Aira, F. Arriaga, G. Íñiguez-González og M. Guaita, «Failure modes in halved and tabled tenoned timber scarf joint by tension test,» *Constr. and Build. Mater.*, vol. 96, s. 360-367, okt. 2015. [Online]. Hentet fra: doi: 10.1016/j.conbuildmat.2015.08.107.
- [36] V. De Luca, «A Finite Element Method Model for Large Strains Analysis of Timber,» i *Wood in Civil Engineering*, G. Concu, Red. London, United Kingdom: IntechOpen, 2017, kap. 3, s. 45-72. [Online]. Hentet fra: doi: 10.5772/67184.

- [37] J. W. G. van de Kuilen og C. Sandhaas, «Material model for wood,» *Heron*, vol. 58, s. 173-194, jan. 2013, art no. 2/3. [Online]. Hentet fra: URL: www.researchgate.net/publication/279869182_Material_model_for_wood.
- [38] M. L. Fleischmann, H. W. Krenn, J. Eberhardsteiner og G. Schickhofer, «Experimental and numerical investigation of timber structures for the validation of an orthotropic plasticity model,» *Eur. J. of Wood and Wood Prod.*, vol. 65, nr. 4, s. 301-313, jun. 2007. Hentet fra: publik.tuwien.ac.at/files/pub-bi_4857.pdf.
- [39] C. Kumpenza et al. «Measuring Poisson's ratio: mechanical characterization of spruce wood by means of non-contact optical gauging techniques,» *Wood Sci. and Technol.*, vol. 52, nr. 6, s. 1451-1471, sep. 2018. [Online]. Hentet fra: doi: 10.1007/s00226-018-1045-7.
- [40] L. Mentrasti, L. Molari og M. Fabiani, «Poisson's ratio bounds in orthotropic materials. Application to natural composites: wood, bamboo and Arundo donax,» *Compos. Part B: Eng.*, vol. 209, s. 108612, mar. 2021. [Online]. Hentet fra: doi: 10.1016/j.compositesb.2021.108612.
- [41] G. A. Aanesland, personlig kommunikasjon, jan. 2022.
- [42] Mirabilia UK LTD. «House Building Element.» mirabilia-uk.co.uk. Hentet fra: www.mirabilia-uk.co.uk/portfolio/house-building-element/ (Lastet ned: 31.03.2022).
- [43] W. Zhou, L. Chen, T. Wang, Z. Gao, J. He og X. Liang, «Deflection Calculation and Dynamic Detection of Non-Uniform Beam via Multi-Point Strain Measurement for Freight Trains,» *IEEE Access*, vol. 7, s. 5, jul. 2019. [Online]. Hentet fra: doi: 10.1109/ACCESS.2019.2929649.
- [44] N. I. Bovim, O. Ellingsen, G. Glasø, B. Jacobsen og K. H. Solli, *Treteknisk Håndbok: Mekaniske treforbindelser - dimensjonering*, 5.utg. Oslo, Norge: NKI Forlaget, 2007.
- [45] SFS intec. «SFS intecs nedlastingssenter - Produktkatalog TREKONSTRUKSJONER.» sfsintec.biz. Hentet fra: www.sfsintec.biz/mo/no/no/web/about_us/publications_and_media/downloadcenter_1/downloadcenter_1.html (Lastet ned: 24.05.2022).
- [46] Biltema. «Fransk treskrue, 10 x 100 mm.» biltema.no. Hentet fra: www.biltema.no/bygg/festeelementer/treskruer/fransk-treskrue-10-x-100-mm-2000047371 (Lastet ned: 24.05.2022).
- [47] *Treforbindelsesmidler - Krav til tømmerforbindere*, NS-EN 912:2011, 01.10.2011.
- [48] *Trekonstruksjoner - Tømmerforbindere - Krav*, NS-EN 14545:2008, 01.02.2009.
- [49] J. Eie, «Forbindelsesmidler,» i *Trekonstruksjoner - Beregning og dimensjonering*, 2.utg. Bekkestua, Norge: NKI Forlaget, 2010, kap. 11, avsnitt 11.8, s. 104-110.
- [50] BPC Building Products Limited. «Timber Fixings.» bpcfixings.com. Hentet fra: www.bpcfixings.com/timber-fixings-timber-timber-connectors.php (Lastet ned: 03.02.2022).
- [51] D. L. Logan, *A First Course in The Finite Element Method*, 6. utg. Platteville, Wisconsin, USA: Cengage Learning, 2017.
- [52] R. M. Pidaparti, *Engineering Finite Element Analysis*, 1. utg. Athens, Georgia, USA: Morgan & Claypool Publishers, 2017.
- [53] A. Fiskvatn, *Elementmetoden*, Trondheim, Norge: Tapir, 1984.
- [54] Dlubal Software. «Mesh Settings.» dlubal.com. Hentet fra: www.dlubal.com/en/downloads-and-information/documents/online-manuals/rfem-6/000242 (Lastet ned: 04.02.2022).

- [55] C. C. Spyarakos, *Finite Element Modeling In Engineering Practice*, Morgantown, West Virginia, USA: Algor Publishing Division Pitsburg, 1994.
- [56] C. Pacoste, M. Plos og M. Johansson, «Recommendations for finite element analysis for the design of reinforced concrete slabs,» KTH, Stockholm, Sweden, okt. 2012.
- [57] I. B. Bjergø. «Finite Element Mesh.» wiki.fem-design.strusoft.com. Hentet fra: wiki.fem-design.strusoft.com/xwiki/bin/view/Manuals/User%20Manual/Finite%20Element%20Mesh/#HPeakSmoothing (Lastet ned: 27.01.2022).
- [58] J. N. Reddy, *An Introduction to Nonlinear Finite Element Analysis*, 2. utg. Oxford, Storbritannia: Oxford University Press, 2015.
- [59] StruSoft. *User Manual - FEM-Design*. (2010). Lastet ned: 28.01.2022. [Online]. Hentet fra: download.strusoft.com/FEM-Design/inst110x/manual.pdf.
- [60] Dlubal Software. «4.3 Materials.» dlubal.com. Hentet fra: www.dlubal.com/en-US/downloads-and-information/documents/online-manuals/rfem-5/04/03 (Lastet ned: 27.01.2022).
- [61] Dlubal Software. «Differences of Calculation Methods in Structural Analysis - Technical article.» dlubal.com. Hentet fra: www.dlubal.com/en/support-and-learning/support/knowledge-base/001504 (Lastet ned: 28.01.2022).
- [62] Dlubal Software. «4.5 Solids.» dlubal.com. Hentet fra: www.dlubal.com/en/downloads-and-information/documents/online-manuals/rfem-5/04/05 (Lastet ned: 06.02.2022).
- [63] Dlubal Software, Philadelphia, PA, USA. Introduction to Solid Modeling in RFEM. (30.06.2020). Sett: 03.02.2022. [Online Video]. Hentet fra: www.dlubal.com/en/support-and-learning/learning/webinars/002004.
- [64] Dlubal Software. «Surface Contact Types.» dlubal.com. Hentet fra: www.dlubal.com/en/downloads-and-information/documents/online-manuals/rfem-6/000067 (Lastet ned: 06.02.2022).
- [65] Dlubal Software. «Member Supports.» dlubal.com. Hentet fra: www.dlubal.com/en/downloads-and-information/documents/online-manuals/rfem-6/000053 (Lastet ned: 04.02.2022).
- [66] G. Fajdiga, D. Rajh, B. Nečemer, S. Glodež og M. Šraml, «Experimental and Numerical Determination of the Mechanical Properties of Spruce Wood,» *Forests*, vol. 10, nr. 12, des. 2019, art no. 1140. [Online]. Hentet fra: doi: 10.3390/f10121140.
- [67] E. J. Barbero, «Elasticity and Strength of Laminates,» i *Finite Element Analysis of Composite Materials Using ANSYS®*, E. J. Barbero, Red. 2. utg. Boca Raton, Florida, USA; CRC Press, 2013, kap. 3, seksjon 3.3.2.
- [68] J. E. Martínez-Martínez, M. Alonso-Martínez, F. P. Á. Rabanal og J. J. d. C. Díaz, «Finite Element Analysis of Composite Laminated Timber (CLT),» i IRCSEEME, vol.2, nr.23, Mieres, Spania, jul. 2018, art no. 1454. [Online]. Hentet fra: doi: 10.3390/PROCEEDINGS2231454.
- [69] Dlubal Software. «Using Tsai-Wu Material Model (Orthotropic Plastic) - Technical article.» dlubal.com. Hentet fra: www.dlubal.com/en-US/support-and-learning/support/knowledge-base/000622 (Lastet ned: 09.03.2022).
- [70] N. Perković, V. Rajčić og M. Pranjić, «Behavioral Assessment and Evaluation of Innovative Hollow Glue-Laminated Timber Elements,» *Mater.*, vol. 14, nr. 22, nov. 2021, art no. 6911. [Online]. Hentet fra: doi: 10.3390/ma14226911.

- [71] M. Shahnewaz, M. Shahria Alam, T. Tannert og M. Popovski, «CROSS LAMINATED TIMBER WALLS WITH OPENINGS: IN-PLANE STIFFNESS PREDICTION AND SENSITIVITY ANALYSIS,» presentert på 5th Int. Struct. Spec. Conf. London, Storbritannia, 06.2016.
- [72] S. E. Marum, personlig kommunikasjon, jan. 2022.
- [73] SINTEF Certification. «Teknisk Godkjenning 2142.» sintefcertification.no, des. 2020. Hentet fra: www.sintefcertification.no/product/download/258.
- [74] *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*, NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015, 01.06.2015.
- [75] Focus Software. «Autodesk Revit: Multi-disiplinert program med flere utvidelser.» Focus.no. Hentet fra: www.focus.no/produkter/autodesk/revit/ (Lastet ned: 06.02.2022).
- [76] PTC Mathcad. «PTC Mathcad - Show your work!» mathcad.com. Hentet fra: www.mathcad.com/en (Lastet ned: 17.03.2022).
- [77] Focus Software. «Program for betongdimensjonering.» Focus.no. Hentet fra: www.focus.no/produkter/ove-sletten/ (Lastet ned: 07.03.2022).
- [78] Focus Software. «Focus konstruksjon 2D.» Focus.no. Hentet fra: www.focus.no/produkter/focus-konstruksjon-2d/ (Lastet ned: 07.03.2022).
- [79] Dlubal Software. «RFEM - Powerful, Easy, and Intuitive.» dlubal.com. Hentet fra: www.dlubal.com/en/products/rfem-5/what-is-rfem (Lastet ned: 20.04.2022).
- [80] B. Czarniawska, «Reviewing Literature» i *Social Science Research*, London, United Kingdom: SAGE, 2014, Kap.2, avsnitt 1-3, s. 11-17.
- [81] D. I. Jacobsen, «Undersøkelsens femte fase: Hvordan skal vi velge ut enheter?» i *Hvordan gjennomføre undersøkelser?*, 3. utg. Oslo, Norge: CDA, 2015, Kap.9, avsnitt 9.4, s. 187-192.
- [82] SINTEF Byggforsk 471.031, *Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler*, 2013. Hentet fra: byggforsk.no/dokument/215/egenlaster_for_bygningsmaterialer_byggevarer_og_bygningsdeler (Lastet ned: 12.02.2022).
- [83] Ruukki Norge. «Selvbærende takplater.» ruukki.com. Hentet fra: www.ruukki.com/nor/building-envelope/produkter/roof-structure/load-bearing-sheets (Lastet ned: 12.02.2022).
- [84] SINTEF Certification. «Teknisk Godkjenning 2008.» sintefcertification.no, jul. 2020. Hentet fra: www.sintefcertification.no/Product/Download/10347 (Lastet ned: 12.02.2022).
- [85] *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger*, NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019, 01.01.2019.
- [86] *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-3: Allmenne laster - Snølaster*, NS-EN 1991-1-3:2003+A1:2015+NA:2018, 01.05.2018.
- [87] *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster*, NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009, 01.09.2009.
- [88] *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-7: Allmenne laster - Ulykkeslaster*, NS-EN 1991-1-4:2006+NA:2008, 01.05.2008.
- [89] SINTEF Byggforsk 421.051, *Statikkformler for bjelker*, 2019. Hentet fra: www.byggforsk.no/dokument/183/statikkformler_for_bjelker#:~:text=Denne%20anvisningen%20inneholder%20en%20samling,har%20den%20n%C3%B8dvendige%20teoretiske%20bakgrunn (Lastet ned: 31.03.2022).

- [90] Hilti. «Anchor Fastening Technology Manual.» Motek.no. Hentet fra: www.motek.no/medias/?context=bWFzdGVyfGZpbGVzfDE2ODY0MDF8YXBwbGljYXRpb24vcGRmfGZpbGVzL2gxZi9oNGIvODgwMTMzODM5MjYwNi5wZGZ8MGE1ZGJhOGNIYzYwOTBiNGYxOTIyNDUyZmQ0ZGFkYTk2ZDRjZGQwZjNIYmMxNzk1MDMyMGVmYjZmODk1YWVlZg (Lastet ned: 31.03.2022).
- [91] J. Haugan, «Mekanikk,» i *Formler og tabeller*, 2. utg. Oslo, Norge: NKI Forlaget, 2013, kap. 4, s. 103.
- [92] MechaniCalc. «Beam Deflection Tables.» mechanicalc.com. Hentet fra: www.mechanicalc.com/reference/beam-deflection-tables (Lastet ned: 09.02.2022).
- [93] Austrian Institute of Construction Engineering. «European technical approval ETA-12/0063.» Oib.or, jun. 2013. Hentet fra: www.sfs.com/sfs_download/media/general_media/downloadcenter/sfs_intec_mo_sv/traeberaekningsprogrammet/certifikat_2/12_0063__ETA_en_WT.pdf (Lastet ned: 07.03.2022).
- [94] Y. M. Poplavko, «Mechanical properties of solids,» i *Electronic Materials*, Y. M. Poplavko, Red. Amsterdam, Nederland: Elsevier, 2019, kap. 2, s. 71-93. [Online]. Hentet fra: doi: 10.1016/B978-0-12-815780-0.00002-5.
- [95] Dlubal Software. «Coupling Members with Surfaces in RFEM.» dlubal.com. Hentet fra: www.dlubal.com/en/support-and-learning/support/knowledge-base/001636 (Lastet ned: 15.04.2022).
- [96] S. M. Han, H. Benaroya og T. Wei, «Dynamics of transversely vibrating beams using four engineering theories,» *Journal of Sound and Vibration*, vol. 225, nr. 5, s. 935-988, mar. 1999. [Online]. Hentet fra: www.web.archive.org/web/20110720040107/http://csxe.rutgers.edu/research/vibration/51.pdf.
- [97] P. K. Larsen, «Konstruksjons- og materialmodeller,» i *Dimensjonering av stålkonstruksjoner*, 2. utg. Trondheim, Norge: Tapir Akademisk Forlag, 2010, kap. 1.2, avsnitt 1, s. 19-20.

12 | Vedlegg

- Vedlegg A - Publiseringsavtaler
- Vedlegg B - Fremdriftsplan
- Vedlegg C - Referater
- Vedlegg D - Korrespondanse Dlubal
- Vedlegg E - Sjekklistor
- Vedlegg F - Håndberegninger
- Vedlegg G - Vindlaster Ove Sletten
- Vedlegg H - Revit-fil
- Vedlegg I - Utledninger
- Vedlegg J - Poissontall
- Vedlegg K - Tegninger
- Vedlegg L - Fordeling av vindlast
- Vedlegg M - Beregninger bæresystem
- Vedlegg N - Resultater FEM-analyser
- Vedlegg O - rFEM-filer (O1 til O15)
- Vedlegg P - Mathcad-ark (P1 til P3)
- Vedlegg Q - Håndberegning skråstag
- Vedlegg R - A3-poster