

Lisa Bakøy Sunde  
Thea Kristine Brenn  
Adrian Weidemann Skagseth

## Dimensjonering av tårnkonstruksjon i massivtre

Structural design of high-rise building in cross-laminated timber

Bacheloroppgave i ingeniørfag, bygg

Veileder: Per Otto Yttervoll

Medveileder: Joakim Dørum

Mai 2021



Lisa Bakøy Sunde  
Thea Kristine Brenn  
Adrian Weidemann Skagseth

## **Dimensjonering av tårnkonstruksjon i massivtre**

Structural design of high-rise building in cross-laminated timber

Bacheloroppgave i ingeniørfag, bygg  
Veileder: Per Otto Yttervoll  
Medveileder: Joakim Dørum  
Mai 2021

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



Kunnskap for en bedre verden



## **Problemdefinering, prosjektbeskrivelse og resultatmål:**

Problemstillingen for denne bacheloroppgaven var å finne ut hvor høyt en kan dimensjonere en tårnkonstruksjon av massivtreelementer etter Norsk Standard.

Oppgaven er utarbeidet i samarbeid med Green Advisers AS, som har sin spesialitet innen prosjektering av trekonstruksjoner. Resultatet skal gi Green Advisers AS et godt grunnlag for eventuell videre dimensjonering av konstruksjonen. Vi ønsker å kunne gi eksempler på ulike løsninger og sette søkelys på aktuelle problemstillinger som oppstår i forbindelse med høye trekonstruksjoner.

I prosjekteringen vil vi med lastberegninger, modellering i digitale verktøy, kapasitetskontroller og dimensjonering av forbindelser komme fram til en konklusjon på problemstillingen. Begrensningene er satt til dimensjonering for statiske laster påført konstruksjonen for å kunne holde oppgaven innenfor gitt tidsramme.

Med oppgaven ønsker vi å styrke vår forståelse for komplekse konstruksjoner og bli kjent med ulike løsninger for å kunne dimensjonere en sammensatt konstruksjon. Vi ser det som viktig å bli kjent med digitale dimensjoneringsverktøy som vil være nyttig i arbeidslivet for å kunne effektivisere prosjekteringsfasen. På lik linje er det verdifullt å bli kjent med massivtreets egenskaper og nytenkende forbindelser som i fremtiden kommer til å prege byggebransjen i enda større grad.

<b>Stikkord:</b> Massivtre, laster på konstruksjoner, stabilitet, tårnkonstruksjon, forbindelser, Focus Konstruksjon, Norsk Standard, Rothoblaas, SFS intec	<b>Keywords:</b> CLT, action on structures, high-rise buildings, stability, connections, Focus Construction, Eurocode, Rothoblaas, SFS intec
--	---



## Forord

Denne bacheloroppgaven er skrevet av tre studenter innenfor retningen konstruksjonsteknikk, som en avslutning på Byggingeniørstudiet ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU). Bacheloroppgaven tilsvarer 20 studiepoeng og krever minimum arbeidsmengde på 500 timer per student.

Problemstillingen er utarbeidet av Joakim Dørum, daglig leder ved Green Advisers AS, etter interesse fra en kunde. Den komplekse og nytenkende oppgaven fattet raskt vår interesse, og vi så muligheten til å kunne tilegne oss kunnskap vi i framtiden vil dra god nytte av. Etter et møte med Joakim Dørum, ekstern veileder, og Per Otto Yttervoll, intern veileder, ble interessen enda større og vi ønsket å grave dypere i denne oppgaven.

Massivtre er et materiale som i de neste årene kommer til å bli mer anvendt i større konstruksjoner, som et miljøvennlig alternativ til dagens betong- og stålkonstruksjoner. Oppgaven er framtidsrettet og har testet vår kunnskap gjennom beregninger av forbindelser, kapasitetskontroller for ulike elementer og digitalt dimensjoneringsverktøy.

Læringskurven har vært bratt under prosjektiden, da det både har vært spennende og utfordrende. Oppgaven har også ført til perioder med frustrasjon, mye prøving og feiling, og vi er derfor stolt av å kunne levere denne oppgaven som en avslutning på vår studiegang.

Vi vil rette en stor takk til Joakim Dørum for en god oppgave og et fint samarbeid som har bydd på mange gode og lærerike samtaler. Vi vil også gi en spesiell takk til Per Otto Yttervoll som fortsatt etter tre år som foreleser viser stor interesse for vårt arbeid og har vært tilgjengelig under hele bachelorprosessen.

*Trondheim, 20. Mai. 2021*

*Lisa Bakøy Sunde*

Lisa Bakøy Sunde

*Thea Kristine Brenn*

Thea Kristine Brenn

*Adrian Weidemann Skagseth*

Adrian Weidemann Skagseth





## Sammendrag

I en bransje som står for et høyt utslipp av CO<sub>2</sub> er det viktig å finne løsninger for å minske miljøavtrykket. Trevirke har vært et basismateriale i byggebransjen i lang tid, men i dag består bæresystemet i større konstruksjoner i hovedsak av betong- og stålelementer. I denne oppgaven vil det bli undersøkt hvor høyt en konstruksjon kan dimensjoneres, bestående av hovedsakelig massivtre. Å benytte massivtrelementer i konstruksjoner vil ikke bare være gunstig for miljøet, men vil også gi en effektiv montasje.

Konstruksjonen som prosjekteres i denne oppgaven er et pentagonformet tårn i massivtre. Hver etasje består av 5 stykk 3,5 x 16m plater fra Splitkon som utgjør en etasjehøyde på 16 meter. Problemstillingen i denne oppgaven omhandler hvor høyt tårnet kan bygges for det gitte lastbildet, uten bruk av stål- og betongforsterkninger. Konstruksjonen avsluttes med en toppetasje på 3 meter.

For å finne endelig høyde ble konstruksjonen modellert i Focus Konstruksjon og kontrollert for hver høyde med beregnede lastpåkjenninger. Det vil i høye trekonstruksjoner oppstå store krefter fra ulike lastpåkjenninger og da spesielt store vindkrefter. For massivtre som er et relativt lett materiale, vil det oppstå problemer med å kunne stabilisere konstruksjonen mot store horisontale krefter. Dette skaper stor forskyvning i toppen av tårnet som vil bli avgjørende i forhold til krav i bruksgrensetilstand, satt etter menneskers komfort.

Lineær lastanalyse i Focus Konstruksjon ga resultater som avgjorde hvor høyt konstruksjonen kunne dimensjoneres, med gitt lastbilde. Etter utførte beregninger og analyser landet resultatet på et 51 meter høyt tårn, hvor begrensningen ble bruksgrensekravet for forskyvning.

Den maksimale tårnhøyden dannet grunnlaget for videre dimensjonering og kontroller for de ulike konstruksjonselementene. Kapasitetskontrollene ble utført etter Norsk Standard, som setter prosjekteringskrav til konstruksjoner av ulike materialer. Den svenske massivtrehåndboken, utviklet av Swedish Wood ble også benyttet.

Sammenføyningene i konstruksjonen ble dimensjonert med ulike forbindelser fra Rothoblaas og SFS intec. Dette ble utført etter leverandørens egne tekniske datablader og ETA, i tillegg til Norsk Standard.



## Abstract

In an industry that accounts for high CO<sub>2</sub> emissions, it is crucial to identify and implement solutions that reduce the environmental footprint of its actions. Timber has been an essential material for a long time, however today the load-bearing system in larger structures mainly consists of concrete and steel. This thesis will investigate how high a construction can be designed, using primarily CLT, cross-laminated timber. Using CLT in constructions will not only be beneficial for the environment, but also timesaving.

The construction projected in this thesis is a pentagon shaped tower in CLT. Each floor consists of 5 pieces of 3,5 x 16m plates from Splitkon which make up a floor height of 16 meters. Achieving the highest rise of the tower without any reinforcement from steel and concrete is the challenge in this thesis. The construction ends with a 3-meter-high top floor.

To find the highest possible rise of the tower, Focus Construction was used to create a model that was controlled for each height with specific load stresses. Large forces will arise in tall timber buildings from various load stresses and especially from wind forces. For CLT, which is a relatively light material, issues concerning stability from horizontal stresses will arise. This creates displacement in the top floor which will be crucial in relation to requirements in the service limit state, set according to human demands.

Linear load analysis in Focus Construction resulted in how high the construction could be designed, with the specific load stresses. After calculations and analyzes the result ended with a 51-meter-high tower limited by the service limit state requirements for displacement.

The maximal tower height formed the basis for further capacity calculations and controls for the various construction elements. The capacity checks are performed in accordance with Norwegian Specification, which sets the design conditions for the assorted construction elements. The Swedish CLT Handbook, made by Swedish Wood, has also been used.

Connections in the building was designed with various joint solutions from producers Rothoblaas and SFS intec. This was carried out according to the producers own technical data sheets and ETA, in addition to Norwegian Specification.



## Figurliste

Figur 2.4.1-1 Oversikt kraftfordeling i Spider-forbindelsen, fra WoodSolutions AUS. (48).....	15
Figur 2.4.3-1 XS10 hentet fra Rothoblaas produktblad (20) .....	16
Figur 2.4.3-2 WHT plate C Hentet fra Rothoblaas produktblad. (20).....	17
Figur 2.4.3-3 TITAN plate C hentet fra Rothoblaas produktblad. (20).....	17
Figur 2.4.4-1 Skisse kryssførende skruepar i plate - plate forbindelse .....	18
Figur 2.4.4-2 Skisse kryssførende skruer sett ovenfra.....	19
Figur 2.4.4-3 Skisse kryssførende skruer sett fra siden .....	19
Figur 2.4.5-1 Titan S TTS fra Rothoblaas produktblad. (20) .....	20
Figur 2.4.6-1 WHTPT820 fra Rothoblaas produktblad. (20) .....	21
Figur 2.4.6-2 Skisse over vegg-vegg forbindelse. ....	21
Figur 2.10-1 Skisse av treceller fra Trehusboka (34) .....	25
Figur 2.10.3-1 Massivtreelement hentet fra Trehusboka. (34) .....	27
Figur 2.13-1 Skisse utsnitt massivtreelement 1 x 1 meter .....	30
Figur 3.1.4-1 Referansehøyde, hentet fra NS-EN 1994-1-4 Vindlaster, fig. 7.4 (7) .....	35
Figur 3.1.4-2 Endeeffekt, hentet fra Konstruksjonsteknikk, fig 3.27 (8).....	36
Figur 3.1.4-3 Skisse tilfelle 1 utvendig trykk/sug forårsaket vindlast .....	37
Figur 3.1.4-4 Skisse tilfelle 2 utvendig trykk/sug forårsaket vindlast .....	37
Figur 3.1.4-5 Skisse oversikt over inndeling trykksoner tak .....	38
Figur 3.2.1-1 Skisse for beregning av nedbøyning takplate ved bruk av bjelketeori .....	41
Figur 3.3.1-1 Skisse av virtuelle bjelker i skjæranalogimetoden.....	43
Figur 3.3.5-1 Avstander og verdier for beregning skjærskruer, Rothoblaas produktblad. (20) .	51
Figur 3.3.5-2 Montering Spider søyle mot takplate, Rothoblaas produktblad. (20).....	51
Figur 3.4.1-1 Kraftfordeling Spiderforbindelsen fra Rothoblaas produktblad. (20).....	54
Figur 3.4.5-1 Bruddformer fra figur 8.3 i NS-EN 1995-1-1. (18) .....	69
Figur 3.4.5-2 Bruddformer hentet fra figur 10.5 Dimensjonering av stålkonstruksjoner . (47) .	70
Figur 4.2.1-1 Utklipp FK, oppskalert nedbøyning takplate på grunn av snølast.....	79
Figur 4.2.3-1 Utklipp FK, total forskyvning til øverste del av konstruksjonen.....	80
Figur 4.4.4-1 Målsatt skisse kryssførende skruer sett ovenfra.....	93
Figur 4.4.4-2 Skisse over forslag til forbindelse 1. Etg .....	98

## Tabelliste

Tabell 2.5.1-1 Oversikt over Eurokoder brukt i dimensjonering.....	22
Tabell 2.5.1-2 Oversikt over Europeiske tekniske evalueringer brukt i dimensjonering .....	22
Tabell 4.1.1-1 Oversikt over ulike lastkombinasjoner.....	75
Tabell 4.1.3-1 Nyttelast.....	76
Tabell 4.1.4-1 Vindlast vegg.....	77
Tabell 4.1.4-2 Vindlast tak.....	77
Tabell 4.1.5-1 Snølast tak .....	77
Tabell 4.2.1-1 Sammenligning egenlast og opplagerkrefter for verifisering av modell.....	78
Tabell 4.2.1-2 Nedbøyning takplate for verifisering av modell.....	78
Tabell 4.2.2-1 Laveste verdi av knekningsfaktor fra linearisert knekningsanalyse.....	79
Tabell 4.2.3-1 Resultat forskyvning fra lineær lastanalyse i Focus Konstruksjon .....	80
Tabell 4.3.1-1 E-modul og G-modul for massivtreelementene .....	81
Tabell 4.3.2-1 Dimensjonerende lastkombinasjon for kontroll av innvendige søyler.....	81
Tabell 4.3.2-2 Resultat tverrsnittskontroll innvendig søyle.....	81
Tabell 4.3.3-1 Dimensjonerende lastkombinasjoner for kontroll av veggplate.....	82
Tabell 4.3.3-2 Resultater tverrsnittskontroll kombinert bøyning og aksialt trykk/strekk.....	82
Tabell 4.3.3-3 Resultater skjærkontroll veggplate.....	83
Tabell 4.3.5-1 Dimensjonerende lastkombinasjoner for tilhørende laster.....	84
Tabell 4.3.5-2 Resultat kapasitetskontroll bøyning og aksialt strekk .....	84
Tabell 4.3.5-3 Resultat kapasitetskontroll for skjærkrefter .....	85
Tabell 4.3.5-4 Resultater av nødvendig skjærarmering v.h.a VGS-skruer i takplate .....	85
Tabell 4.3.5-5 Dimensjonerende krefter for forsterkning av takplatens kapasitet.....	86
Tabell 4.3.6-1 Dimensjonerende lastkombinasjon for kontroll av stenderverk.....	87
Tabell 4.3.6-2 Resultater fra kontroll av tverrsnitt og knekking av søyle i stenderverk.....	87
Tabell 4.4.1-1 Dimensjonerende lastkombinasjoner for Spider-forbindelsen.....	88
Tabell 4.4.1-2 Resultater dimensjonering Spider-forbindelse .....	88
Tabell 4.4.2-1 Dimensjonerende lastkombinasjon for forbindelse balkong-massivtreplate.....	89
Tabell 4.4.2-2 Resultat for dimensjonering av forbindelse balkong-massivtre .....	89
Tabell 4.4.3-1 Dimensjonerende lastkombinasjoner forbindelse konstruksjon-fundament .....	90
Tabell 4.4.3-2 Dimensjonerende kapasitet $R_d$ for XS10.....	90
Tabell 4.4.3-3 Dimensjonerende krefter mellom innvendige søyler og betongfundament .....	90
Tabell 4.4.3-4 Dimensjonerende kapasitet for WHT plate C .....	91
Tabell 4.4.3-5 Dimensjonerende kapasitet for TITAN plate C .....	91

Tabell 4.4.3-6 Dimensjonerende krefter mellom massivtreplate og betongfundament.....	92
Tabell 4.4.4-1 Valgte avstander for forbindelsen .....	93
Tabell 4.4.4-2 Dimensjonerende laster og lastkombinasjoner 1. Etg .....	94
Tabell 4.4.4-3 Kapasitetskontroll 1. Etg .....	95
Tabell 4.4.4-4 Dimensjonerende krefter og lastkombinasjoner 2. Etg .....	96
Tabell 4.4.4-5 Kapasitetskontroll 2. Etg .....	97
Tabell 4.4.5-1 Dimensjonerende krefter for plate-dekke forbindelsen.....	99
Tabell 4.4.5-2 Dimensjonerende lastkombinasjoner for dekke-plate forbindelser.....	99
Tabell 4.4.5-3 Valgte avstander og dimensjoner for plate-dekke forbindelsen.....	100
Tabell 4.4.5-4 Kapasitetskontroll for forbindelsens horisontale del.....	101
Tabell 4.4.5-5 Kapasitetskontroll for forbindelsens vertikale del.....	101
Tabell 4.4.5-6 Fordeling dekke-plate forbindere .....	102
Tabell 4.4.6-1 Dimensjonerende krefter for vegg-vegg breddekant forbindelser .....	102
Tabell 4.4.6-2 Dimensjonerende lastkombinasjoner vegg-vegg breddekant forbindelser .....	103
Tabell 4.4.6-3 Kontroll av trykkapasitet til overgang vegg-vegg.....	103
Tabell 4.4.6-4 Resultater fra strekkdelen av forbindelsen .....	103

# Innholdsfortegnelse

Forord.....	i
Sammendrag .....	iii
Abstract.....	v
Figurliste .....	vii
Tabelliste.....	viii
Innholdsfortegnelse.....	x
1 Innledning .....	1
1.1 Bakgrunn .....	1
1.2 Formål .....	1
1.3 Problemstilling .....	1
1.4 Avgrensninger .....	2
2 Teori.....	3
2.1 Laster og lastkombinasjoner.....	3
2.1.1 Lastkombinasjoner.....	3
2.1.2 Egenlast.....	4
2.1.3 Nyttelast .....	4
2.1.4 Vindlast.....	4
2.1.5 Snølast.....	5
2.1.6 Atmosfærisk ising .....	5
2.1.7 Ulykkeslaster.....	6
2.1.8 Seismiske laster.....	7
2.2 Focus Konstruksjon.....	8
2.2.1 Verifisering av modell .....	8
2.2.2 Linearisert knekningsanalyse.....	9
2.2.3 Lineær lastanalyse.....	9
2.3 Beregningsmetoder.....	10



2.3.1	Massivtreelementer .....	10
2.3.2	Innvendige søyler .....	10
2.3.3	Veggplater .....	10
2.3.4	Etasjeskiller .....	11
2.3.5	Takplate .....	12
2.3.6	Stenderverk .....	13
2.3.7	Andre konstruksjonsdeler .....	13
2.4	Forbindelser .....	15
2.4.1	Forbindelse Spider .....	15
2.4.2	Forbindelse balkong – massivtreplater .....	16
2.4.3	Forbindelse konstruksjon – fundament .....	16
2.4.4	Forbindelse veggplate – veggplate .....	17
2.4.5	Forbindelse dekke – plate .....	20
2.4.6	Forbindelse vegg – vegg breddekant .....	21
2.5	Prosjekteringsprinsipp .....	22
2.5.1	Eurokode og ETA .....	22
2.5.2	Pålitelighetsklasse .....	22
2.5.3	Dimensjonerende fasthet og kapasitet .....	23
2.6	MathCAD Prime .....	24
2.7	ArchiCAD .....	24
2.8	Rothoblaas .....	24
2.9	SFS intec .....	25
2.10	Tre som byggemateriale .....	25
2.10.1	Konstruksjonsvirke .....	26
2.10.2	Limtre .....	26
2.10.3	Massivtre .....	27
2.11	Stål som byggemateriale .....	28
2.12	Betong som byggemateriale .....	28

2.13	Splitkon krysslitt tre.....	29
3	Metode .....	31
3.1	Laster og lastkombinasjoner.....	31
3.1.1	Lastkombinasjoner .....	31
3.1.2	Egenlast.....	32
3.1.3	Nyttelast .....	32
3.1.4	Vindlast.....	33
3.1.5	Snølast.....	39
3.2	Focus Konstruksjon.....	40
3.2.1	Verifisering av modell .....	40
3.2.2	Linearisert knekningsanalyse.....	41
3.2.3	Lineær lastanalyse.....	42
3.3	Beregningsmetoder.....	43
3.3.1	Massivtreelementer .....	43
3.3.2	Innvendige søyler.....	45
3.3.3	Veggplater.....	46
3.3.4	Etasjeskiller.....	50
3.3.5	Takplate.....	50
3.3.6	Stenderverk .....	52
3.4	Forbindelser.....	53
3.4.1	Forbindelse Spider .....	53
3.4.2	Forbindelse balkong – massivtreplater .....	54
3.4.3	Forbindelse konstruksjon – fundament.....	57
3.4.4	Forbindelse veggplate – veggplate.....	58
3.4.5	Forbindelse dekke – plate .....	66
3.4.6	Forbindelse vegg – vegg breddekant .....	73
4	Resultater og diskusjon .....	75
4.1	Laster og lastkombinasjoner.....	75

4.1.1	Lastkombinasjoner .....	75
4.1.2	Egenlast .....	76
4.1.3	Nyttelast .....	76
4.1.4	Vindlast .....	76
4.1.5	Snølast .....	77
4.2	Focus Konstruksjon .....	78
4.2.1	Verifisering av modell .....	78
4.2.2	Linearisert knekningsanalyse .....	79
4.2.3	Lineær lastanalyse .....	80
4.3	Beregningsmetoder .....	81
4.3.1	Massivtreelementer .....	81
4.3.2	Innvendige søyler .....	81
4.3.3	Veggplater .....	82
4.3.4	Etasjeskiller .....	83
4.3.5	Takplate .....	84
4.3.6	Stenderverk .....	87
4.4	Forbindelser .....	88
4.4.1	Forbindelse Spider .....	88
4.4.2	Forbindelse balkong – massivtreplater .....	89
4.4.3	Forbindelse konstruksjon – fundament .....	90
4.4.4	Forbindelse veggplate – veggplate .....	93
4.4.5	Forbindelse dekke – plate .....	98
4.4.6	Forbindelse vegg – vegg breddekant .....	102
5	Videre diskusjon .....	104
5.1	Laster og lastkombinasjoner .....	104
5.2	Focus Konstruksjon .....	105
5.3	Beregningsmetoder .....	106
5.4	Forbindelser .....	107

6	Konklusjon.....	108
7	Innovasjon og utvikling .....	109
7.1	Massivtre som materiale i framtiden.....	109
7.2	FEM verktøy i framtiden.....	109
8	Videre arbeid.....	110
	Referanser .....	111
	Vedlegg.....	116
	VEDLEGG A: Artikkel og plakat.....	116
	VEDLEGG B: Laster og lastkombinasjoner.....	116
	VEDLEGG C: Focus Konstruksjon .....	116
	VEDLEGG D: Beregningsmetoder.....	116
	VEDLEGG E: Forbindelser .....	116

# 1 Innledning

## 1.1 Bakgrunn

Det har i de siste årene i bygg- og anleggsbransjen oppstått et stort klimaengasjement. Det er viktig at en av Norges største og viktigste næringer bidrar til en endring for å minske CO<sub>2</sub>-avtrykket. I de senere årene har flere norske produsenter satset på produksjon av massivtreelementer som følge av økt etterspørsel. Formålet er å benytte trevirke som bæring i større konstruksjoner, der betong og stål lenge har vært prioriterte materialer. Antall massivtrekonstruksjoner har i nyere tid skutt i været i flere land, men ofte må massivtre kombineres med andre materialer på grunn av mangel på stabilitet. (1)

Etter interesse fra en kunde har Green Advisers AS tegnet en tårnkonstruksjon av kun massivtreelementer i den bærende konstruksjonen. Tårnet er i utgangspunktet tenkt som et zip-line tårn ved Atnsjøen i Stor-Elvdal kommune.

## 1.2 Formål

Formålet med oppgaven er å sette massivtre som materiale i større konstruksjoner i søkelyset. Materialets egenskaper er utfordrende i høybygg på grunn av lav egenvekt og dermed dårlig stabilitet mot større horisontale krefter. (2)

## 1.3 Problemstilling

Problemstillingen for denne bacheloroppgaven er å undersøke hvor høyt massivtrekonstruksjonen kan dimensjoneres for gitt lasttilfelle ved Atnsjøen, i Stor-Elvdal. Gjennom lastberegninger, modellering i Focus Konstruksjon (FK) og kapasitetskontroller av konstruksjonselementene vil problemstillingen besvares. Videre vil det bli sett nærmere på ulike forbindelser mellom elementene.

## 1.4 Avgrensninger

Det vil bli gjort noen avgrensninger i oppgaven på grunn av gitte tidsrammer. Avgrensningene er listet opp nedenfor:

- Konstruksjonen vil kun bli dimensjonert for statiske laster. Dynamiske virkninger og ulykkeslaster vil derfor ikke bli beregnet.
- Konstruksjonens fundament vil ikke bli dimensjonert.
- Utsparinger for vindu og dør i massivtreplatene blir ikke tatt hensyn til.
- Innvendig trapp blir ikke tatt hensyn til.

## 2 Teori

I dette kapitlet vil relevant teori for oppgaven bli presentert og mindre avgrensninger vil bli avklart.

### 2.1 Laster og lastkombinasjoner

I dette kapitlet vil alle laster som har innvirkning på konstruksjonen presenteres. Alle laster beregnes etter verste tilfelle for å kunne dimensjonere en konstruksjon som har god nok stabilitet og kapasitet. Tårnet skal være i en tilstand som ikke er til fare for menneskers og byggets sikkerhet. Lasttilfeller vil beregnes for ulike høyder av konstruksjonen for å komme frem til hvilken høyde som tåler belastningen.

#### 2.1.1 Lastkombinasjoner

I NS-EN 1991 finnes beregningsmetoder for å anta de karakteristiske verdiene for ulike lasttilfeller. I de senere kapitlene vil det bli beregnet verdier for de ulike lasttilfellene som kan oppstå i en bygning. Lastene som konstruksjonen blir utsatt for må kombineres etter minst gunstige tilfelle. I NS-EN 1990 finnes retningslinjer for dimensjonering av konstruksjonen i henhold til sikkerhet, bestandighet og brukbarhet.

Det skilles mellom to tilfeller, bruks- og bruddgrensetilstand. Grensetilstander som har betydning for konstruksjonens funksjonsdyktighet ved normal bruk, menneskets komfort og konstruksjonens utseende skal klassifiseres som bruksgrensetilstander. Tilstander som er av betydning for menneskers sikkerhet og konstruksjonens sikkerhet bestegnes som bruddgrensetilstander. Ulykkesgrensetilstand er et spesialtilfelle av bruddgrensetilstanden og ivaretar sjeldne lastsituasjoner som brann, jordskjelv, kollisjoner, skred og eksplosjoner.

Ved dimensjonering av konstruksjonen kontrolleres dimensjonerende kapasiteter opp mot dimensjonerende laster. Dimensjonerende kapasiteter finnes ved å bruke dimensjonerende materialfastheter,  $f_d$ , eller lastkapasiteter  $R_d$ . Det skal påvises at lastvirkningen ikke overskrider motstanden i definerte grensetilstander i konstruksjonen etter partialfaktormetoden. Dimensjonerende verdier bestemmes ved bruk av metode beskrevet i 2.5.3 *Dimensjonerende fasthet og kapasitet*. Grensetilstandene dimensjoneres med de lastkombinasjonene som gir ugunstigst lastpåvirkning. Kombinasjonene kan ikke bestå av laster som ikke kan opptre samtidig. (3)

### 2.1.2 Egenlast

Egenlast er en permanent last som innebærer last på grunn av material og fast inventar i konstruksjonen. Egenlasten er beregnet ut fra mengde av materialet og densitet. (4) Egenlasten vil virke stabiliserende for konstruksjonen i virkning med andre lastvirkninger nevnt nedenfor.

### 2.1.3 Nyttelast

Nyttelast i bygninger anslås som ikke-permanente laster, det kan være kortidslaster og langtidslaster. Disse lastene består normalt av personlaster, møbler, maskiner og annet utstyr som plasseres i konstruksjonen som en jevnt fordelt last eller punktlast. Verdiene på nyttelastene er gitt i NS-EN 1991-1-1 etter hvilken kategori konstruksjonen er definert som (5).

Nyttelasten kan forårsake vibrasjoner i etasjeskiller. Egenlasten til etasjeskilleren er avgjørende for i hvor stor grad dekket blir utsatt for vibrasjoner, som kan oppstå når personer går på platen. Vibrasjoner vil være den faktoren som legger grunnlaget for dimensjonering av etasjeskiller i bruksgrensetilstand. (6)

### 2.1.4 Vindlast

Konstruksjoner kan bli utsatt for store krefter ved sterk vind. Vindforholdene vil variere regionalt og lokalt og avhenger av topografi, tettheten til luft og friksjonskreftene som oppstår mellom luften og terrenget. Vindstyrken vil også øke med høyden over terrenget, noe som er svært relevant for høye konstruksjoner. De dimensjonerende vindlastene beregnes i henhold til NS-EN 1991-1-4, Allmenne laster, Vindlaster. (7)

Tårnkonstruksjonen vil bygges i nærheten av Atnsjøen som ligger i Stor-Elvdal kommune. I Norsk Standard finnes referansevindhastigheten til samtlige norske kommuner, som er basert på målinger fra Det norske meteorologisk institutt (DNMI). Målingene gjennomføres rutinemessig ved en rekke målestasjoner, de tas i 10 meters høyde over bakken og måler middelveiden av vindhastigheten over en periode på 10 minutter (8).

I denne oppgaven vil det kun bli tatt hensyn til statisk vindlast, slik at dynamiske virkninger som kan oppstå i høye konstruksjoner ikke vil bli tatt hensyn til. Slanke konstruksjoner, som for eksempel et tårn, kan bli utsatt for dynamisk respons som skyldes turbulens, topografi, virvelavløsning eller samvirke mellom luftstrømmen og byggets egenfrekvens (8).



Dynamisk respons kan oppstå i bygninger hvis frekvensen til vindkastene blir tilnærmet lik egenfrekvensen til bygningen. Dette kan løses ved å endre konstruksjonens stivhet og dermed egenfrekvens. (8)

#### 2.1.5 Snølast

I vinterhalvåret vil det mest sannsynligvis komme nedbør i form av snø og Stor-Elvdal er et område som i perioder har store mengder snø. Snømengden varierer veldig avhengig av hvor man befinner seg i landet, men kan også variere kraftig lokalt. Nedbørsmengden avhenger av høyde over havet, klimaet på byggestedet og topografien. Mengden snø som havner på taket er det som er relevant å se på, og snølasten på tak avhenger ikke bare av klimaet, men også på takets form, tekningsmateriale og varmegjennomgang. (8).

Den karakteristiske snølasten leses av og beregnes etter Norsk Standard, NS-EN 1991-1-3 Allmenne laster, Snølast (9). Grunnlaget for verdiene i standarden er målinger av snømengde, snødybde og beregninger av snøens tetthet. Slik som med målingene av vind, er det også Det norske meteorologiske institutt (DNMI) som står for disse observasjonene. (8)

#### 2.1.6 Atmosfærisk ising

Atmosfærisk ising kan beskrives med to ulike former, nedbøris og skyis. Nedbøris oppstår når snø faller gjennom vannrike skyer, eller når vannrik snø faller på kalde overflater. Skyis oppstår når luftfuktigheten er høy og inneholder vann i dråpeform, og omgivelsene har en temperatur på  $-10^{\circ}\text{C}$  til  $0^{\circ}\text{C}$ . Begge formene fører til ansamlinger av is, spesielt på master, kabler og høye tårn. (8) Atmosfærisk ising oppstår ofte i vindutsatte områder, over en viss høyde over havet. Isens hardhet og utforming varierer betydelig med endringer i temperatur, fuktighet og vind. (10)

Isen som dannes på overflatene deles så inn i tre kategorier ut ifra vanninnhold og struktur. Glattis, snøis og våtsnø. Glatt is er den typen is som har høyest tetthet. Den er gjennomsiktig og har en tetthet på nærmere  $900\text{ kg/m}^3$ . Snøis gjenkjennes som mer porøs is som er ugjennomsiktig og inneholder luftbobler, tettheten varierer her fra  $300\text{-}900\text{ kg/m}^3$ . Våtsnø er delvis smeltede snøkrystaller som fester seg til overflaten til konstruksjoner, og tettheten varierer fra  $500\text{-}900\text{ kg/m}^3$ . (10)

Nedising av konstruksjoner kan skape flere problemer for konstruksjonen, spesielt viktig er det å se på tilleggsbelastningene dette kan gi. På grunn av begrensinger vil det ikke bli gjort beregninger på tilleggsbelastningene som oppstår på grunn av ising. Det er likevel viktig å gjøre rede for problemområdene for videre prosjektering.

På grunn av avsetting av is på en konstruksjon vil selve omfanget av konstruksjonen, dimensjonen, øke betraktelig. Dette kan medføre økt vindbelastning, som ikke er tatt hensyn til i denne prosjekteringen. Dette kan føre til at konstruksjonen skades eller i verste fall bryter sammen.

Egensvingningene til en konstruksjon er som regel for høye til at det oppstår resonans på grunn av vind. Høye konstruksjoner er som regel mer utsatt. Isen som legger seg rundt konstruksjonen kan føre til at konstruksjonens dynamiske profil endres. Egenfrekvensen til konstruksjonen kan avta betydelig, noe som fører til at konstruksjonen er mer utsatt for egenfrekvens og svingninger, som over lang tid kan føre til tretthetsbrudd. Nedising fører til at konstruksjonen konstant blir utsatt for lave temperaturer og materialet kan bli sprøere, noe som også kan føre til brudd. (10)

Isens egenvekt varierer med vann og luftinnhold. Ising på konstruksjonen kan være med på å øke egenvekten til ulike konstruksjonsdeler som kan ha stor betydning med tanke på dimensjoneringen. Isens tetthet kan ha en verdi helt opp til  $900 \text{ kg/m}^3$ , som kan gjøre en betydelig forskjell.

Det som vil bli tatt hensyn til i dimensjoneringen er nedising på balkongen. Balkongen i konstruksjonen vil i utgangspunktet bestå av en gitterrist som på grunn av nedising må dimensjoneres som en tett rist. Isen vil øke lasten påført på balkongen, men man må ikke glemme å ta hensyn til løftet som vil oppstå på undersiden på grunn av vindkraften. Balkongen vil i denne oppgaven beregnes som et takutstikk og trykket under balkongen vil bli likt trykket fra vindlasten som påføres veggen på undersiden. I Focus Konstruksjon er tårnet modellert med en tett rist, for å kunne dimensjonere ugunstigst tilfelle.

### 2.1.7 Ulykkeslaster

Tårnkonstruksjoner som bygges av massivtre vil få store mengder overflater av tre, som er et brennbart materiale. For at brann skal kunne oppstå i en bygning, må tre elementer være til stede; Ild, oksygen og et brennbart materiale. Oksygen er som regel tilgjengelig i konstruksjoner. Et brennbart materiale kan for eksempel være massivtre.

Ild kan oppstå i uventede situasjoner, og bruksformålet til en konstruksjon angir sannsynligheten for at brann kan oppstå. I høye konstruksjoner er det en fare for lynnedslag og da kan lynavledere være en løsning.

Dersom brann skulle oppstå, vil brannforløpet til massivtre forgå ved at det først skjer en forkullingsprosess. Når temperaturen øker, vil vannet i materialet fordampe og det vil skje en termisk nedbryting av treverket. De overflatene som er utsatt for brann vil under denne fasen begynne å forkulle. Det forkullede laget som dannes på overflaten vil ha en lavere varmeledningsevne enn trematerialet og hindre tilgang til oksygen, slik at treverket som ligger bak vil bli noe beskyttet. (11) Massivtreplater med større tverrsnitt vil på grunn forkullingsprosessen fortsatt beholde store deler av bæreegenskapene også under brann.

Generelt vil zipline-tårn havne i risikoklasse 1, trusselen brann kan gjøre på liv og helse, da det vil være få kilder til brann i bygningen og oppholdstiden til personer i bygget vil være kort. Det er i tillegg begrenset hvor mange personer som oppholder seg i et slikt tårn til enhver tid.

Dimensjonering av brann og andre ulykkessituasjoner som støt, eksplosjon eller konsekvenser av lokal skade vil ikke bli tatt med i dimensjoneringen i denne oppgaven.

#### 2.1.8 Seismiske laster

Jordskjelv defineres som et brudd i jordskorpen som fører til at det sendes ut elastiske bølger. Dette oppfattes ved at man kjenner rystelser i bakken, og skjelvne blir registrert med et seismometer. I Norge er det svært få registrerte jordskjelv som har hatt ødeleggende effekter på bygninger, men i 2017 opplevde NORSAR en økning i antall registrerte jordskjelv i Norge. Dimensjonering for seismiske krefter er noe det bør tas hensyn til i dimensjonering, til tross for at det sjeldent oppstår. (12)

Dimensjonering for seismiske laster skjer i henhold til NS-EN 1998-1. Det er fem kriterier, der en av de kan være oppfylt for å ikke gå videre med dimensjonering for jordskjelv. Disse prinsippene innebærer at man må kartlegge; Seismisk klasse, grunnforhold, elastisitet i byggematerialet, seismisk akselerasjon og om lastene fra jordskjelvet vil bli mindre enn andre dimensjonerende laster. (13) I denne oppgaven vil det ikke bli sett videre på dimensjonering av seismiske laster.

## 2.2 Focus Konstruksjon

Focus Konstruksjon er et digitalt FEM analyseprogram som benytter elementmetoden til å beregne alt fra enkle til komplekse konstruksjoner. I en komplett versjon av programmet kan konstruksjonen modelleres i betong, stål og tre, både i 2D og i 3D. I tillegg presenterer analyseverktøyet lastbilde og lastkombinasjoner, og utfører en full global analyse av konstruksjonen i henhold til Eurokoder med nasjonale tillegg (NA). Programmet kan også utføre andre analyser som linearisert knekningsanalyse, influenslinjeanalyse, lasttoganalyse og statiske analyser etter både lineær- og ikkelineær-teori. Resultatet for momenter, skjærkrefter, aksialkrefter, forskyvninger og knekkformer kan vises grafisk og i tabellform. (14)

Elementmetoden er en numerisk løsningsmetode som er utviklet for å løse matematiske problemstillinger beskrevet av partielle differensiallikninger eller integrallikninger. Metoden er en generalisering av beregningsmetoden matrisestatikk, og benyttes for å løse to- og tredimensjonale problemer. I hovedsak handler elementmetoden om å dele ett element inn i flere mindre elementer og på den måten øke nøyaktigheten. FEM analysen baserer seg på å dele inn elementet i uendelig mange mindre elementer. Focus Konstruksjon benytter mesh-verktøyet for å dele skall inn i små elementer for å gi mer nøyaktige beregninger. (15)

Eksempelvis kan det i tremodulen modelleres trekonstruksjoner i konstruksjonsvirke, limtre og massivtre. Focus Konstruksjon gir kun støtte til C-kvaliteter for massivtre, og ikke T-kvaliteter slik som platene i dette spesifikke prosjektet baserer seg på. Valgte C-kvaliteter i Focus Konstruksjon er satt så nært de brukte T-kvalitetene i platene som mulig. For T15 velges C22 og for T22 velges C30.

### 2.2.1 Verifisering av modell

For å verifisere modellen i Focus Konstruksjon skal det foretas håndberegninger og sammenligninger med resultater fra lastanalysen som kjøres i FK. Det er nødvendig å kunne verifisere modellen for å kunne stole på videre analyse av konstruksjonen.

Verifiseringen gjøres ved to forskjellige metoder; Summerer egenlaster og kontrollere med opplagerkrefter fra lastanalysen, og ved å kontrollere nedbøyningen på takplaten.

Summeringen av egenlastene vil kunne kontrollere at alle konstruksjonselementene er av riktig dimensjon og fasthet. Dette vil også kunne kontrollere at modellen i FK tar opp kreftene fra konstruksjonen riktig.

Håndberegning for nedbøyningen på takplaten vil kunne kontrollere at Focus Konstruksjon sine beregninger med krefter, deformasjon og kapasitet er pålitelig.

### 2.2.2 Linearisert knekningsanalyse

Linearisert knekningsanalyse for hver lastkombinasjon vil kunne kontrollere om noen av de gitte lastene vil føre til at konstruksjonen knekker, systemknekning. Knekking er et stabilitetsproblem som oppstår ved at høye, slanke konstruksjoner som er påkjent med store trykkbelastninger kan bøyes ut og få store deformasjoner. En liten lastendring kan gi stor uttelling. Analysen kontrollerer 10 bruddformer og gir en knekningsfaktor  $\lambda$  for hver bruddform, for hver lastkombinasjon. Knekningsfaktoren gir en estimatverdi lastkombinasjonene må skaleres med for at det skal oppstå knekking i den gitte bruddformen.

### 2.2.3 Lineær lastanalyse

Lineær lastanalyse gir oppredende krefter i alle konstruksjonselementer og gjør det mulig å hente ut snittkrefter fra elementer i segmenter og membrankrefter fra noder i skall. Her benytter Focus Konstruksjon elementmetoden og Timoschenko's bjelke- og plateteori. For både segmenter og skall er skjærdeformasjoner inkludert i beregningsgangen til lineær lastanalyse.

Lineær teori, 1. ordens teori, baserer seg på følgende forutsetninger: (16)

- Små forskyvninger
- Lineært-elastisk materiale
- Likevektsligninger refererer til opprinnelig, udeformert geometri

Kapasitetskontrollen viser hvor godt kapasiteten til hvert element blir utnyttet for det gitte lastbildet. FK viser dette med fargekart, der hvit er lite utnyttet, gul er delvis utnyttet og rød er kritiske punkter der det kan oppstå brudd. Kritiske punkter er viktig å kontrollere og finne løsninger for å unngå kapasitetsoverskridelse.

Lineær lastanalyse gir total forskyvning i toppen av konstruksjonen. Forskyvningen gitt i lastanalysen må kontrolleres med bruksgrensekrav.

## 2.3 Beregningsmetoder

Her vil teorien bak de ulike beregningsmetodene til dimensjonering av elementene i tårnkonstruksjonen bli gitt. Beskrivelse av elementene i konstruksjonen blir presentert i dette kapitlet.

### 2.3.1 Massivtreelementer

For kontroll av stivhets- og styrkeegenskaper til elementer i massivtre er skjæranalogimetoden benyttet. Dette er en presis tysk modell, Schubanalogieverfahren, som tar hensyn til elementets krysslagte oppbygning og forskjell i elastisitets- og skjærmodul hos de ulike sjiktene.

Elementene i denne oppgaven blir betraktet som toveis-plater med ulik styrke og stivhet i de to hovedretningene, tverr- og lengderetning. Yttersjikt vil alltid være orientert i elementets hovedretning. Metoden begrenses ikke av antall sjikt og gir en presis beregning av tverrsnittsdata. Hefte 3 – Bygge med massivtreelementer – håndbok fra Norsk treteknisk institutt anbefaler denne metoden for dimensjonering av massivtreelementer der forholdet mellom spennvidde og elementtykkelse er stor,  $\frac{L}{t} \geq 25$ . Utrechnet E-modul vil sammenlignes med oppnevnt E-modul i teknisk godkjenning til Splitkon sine massivtreelementer. (17)

### 2.3.2 Innvendige søyler

Dekkene i konstruksjonen støttes opp av fem limtresøyler av kvaliteten GL32h, og dimensjon 240x240 mm. Søylene vil bli utsatt for en aksialkraft. Aksialkraften og den verste lastkombinasjonen leses av i lastanalyse i Focus Konstruksjon. For å kontrollere søylenes kapasitet følges beregningsmetodene gitt i NS-EN 1995-1-1 (18). I beregningene vil det bli sett på søylene både med den komplette høyden 16m og med avstivningene den tenkte innvendige trappen gir.

### 2.3.3 Veggplater

Konstruksjonen er satt sammen av fem massivtreplater med dimensjon 3,5x16x0,3 m. Kapasitetsanalysen i Focus Konstruksjon vil vise om platene har nok kapasitet til å tåle de påsatte lastene. Dette vil kontrolleres ved håndberegninger ved bruk av NS-EN 1995-1-1 (18) og The CLT Handbook fra Swedish Wood (2). Verste lastkombinasjoner og tilhørende krefter platene vil bli utsatt for hentes ut fra Focus Konstruksjon og sjekkes opp mot platens dimensjonerende fastheter gitt av SINTEFS tekniske godkjenning (19).

I kontrollen vil det bli benyttet klassisk bjelketeori som kontrolleres opp mot Focus Konstruksjons kapasitetsberegning. Skjærdeformasjoner tas ikke hensyn til i utført håndkontroll, da håndberegningene bygger på bjelketeori, Euler-Bernoulli, etter metoden i The CLT Handbook. Da kreftene i hovedsak påføres i en hovedretning kan bjelketeorien benyttes (2).

Focus Konstruksjon tar utgangspunkt i skallteori og benytter elementmetoden til numeriske løsninger for elementer som har både skive- og platevirkning. Programmet beregner spenninger i skall ved hjelp av skallstivhetsmatriser og skallkrefter. På den måten finner FK spenninger i alle lagene til massivtreelementet og benytter disse resultatene i kapasitetskontrollen. Da beregnes kapasitet individuelt for alle lag i elementet og det laget med høyest kapasitetsutnyttelse blir presentert i resultater. Som følge av Timoschenkos bjelke- og plateteori blir også skjærdeformasjoner tatt hensyn til i Focus Konstruksjons beregninger. (14)

#### 2.3.4 Etasjeskiller

Tilpassede massivtreplater vil fungere som etasjeskillere og vil bidra noe til å stive av konstruksjonen som horisontale skiver. Da dekket ikke er kontinuerlig, vil avstivningsfunksjonen være noe begrenset. Etasjeskillerne festes langs randen til tre av veggplatene og holdes oppe av innvendig søyler. Det vil være en etasjeskiller hver 16m i konstruksjonen og den spesielle geometriske formen skyldes åpning til innvendig trapp. Massivtreplatene er 300mm tykke og er av samme kvalitet som resten av konstruksjonsdelene i massivtre. Tykkelsen på massivtreplaten er valgt for å øke konstruksjonens stabilitet.

Etasjeskillerne vil ta opp vindlast i planet, skivevirkning, og nyttelast vinkelrett på planet. De vil fungere som en forlengning av innvendig trapp og det forventes at arealet de bidrar med kan benyttes til noe opplagring av utstyr og lignende.

Grunnet den spesielle geometriske formen, ikke rektangulært og fravær av en klar hovedretning for bæring av last, vil kapasitetsberegningene gjort av FK ikke kontrolleres med håndberegninger i denne oppgaven.

For dekker av massivtre vil vanligvis vibrasjoner i bruksgrensetilstand være den avgjørende faktoren og ikke platens kapasitet. Vibrasjoner bestemmer platens maksimale spennlengde. I dette tilfellet der spennlengden er kort, og platens tykkelse er såpass stor vil ikke vibrasjoner kunne oppstå i noen stor grad. Dimensjonering av platen for vibrasjoner i bruksgrensetilstand vil derfor ikke bli gjort i denne oppgaven. (17)

### 2.3.5 Takplate

Taket til tårnkonstruksjonen består av en 300mm tykk massivtreplate som holdes oppe og forankres av stenderverk og innervegger av massivtre. Takplaten er formet som et pentagon og er av samme kvalitet som resten av massivtreelementene. Taket har noe større geometri enn resten av konstruksjonen og takutstikket vil dekke toppetasjens balkong. Langs sidene er takutstikket 1,5m, og i hjørnene 1,854m.

Takplaten vil primært ta opp snølast og vindlast vinkelrett på planet, som flatelaster. Takutstikket er vindutsatt og får i tillegg et oppløftende trykk fra vinden. Vindlasten på taket består både av trykk- og sugkrefter og verste lastkombinasjon vil bli dimensjonerende.

Grunnet takplatens geometriske form og lastsituasjon, vil kontroll av kapasitetsberegninger medføre feilkilder. Takplaten oppfyller kravet til å kunne beregnes med bjelketeori, da hovedlastretningen er i z-retning. Det vil bli foretatt en kontroll av kapasitetene som sammenlignes med resultatene fra lastanalyse i FK. Platen vil bli kontrollert etter Eurokode 5 og The CLT Handbook, for både bøyning og aksial og skjærkrefter (18) (2).

Dersom det oppstår store konsentrerte krefter rundt opplager, på grunn av liten opplagerflate og stort trykk vinkelrett på fiberretning, må området forsterkes. Trematerialet har svak kapasitet på tvers av fiberretning og det kan derfor oppstå knusing av treelementer i slike punkt. FK beregner søylen som et punkt og tar ikke hensyn til selve oppleggsflaten til stenderverket. Dette skaper problemer med at det blir ekstreme verdier i platen, som kan ende med brudd. I realiteten vil søylen ha et større tverrsnitt og dermed vil kreftene fordeles mer enn kapasitetsanalysen i FK viser. Dersom det oppstår store skjærkrefter i takplaten, kan dette reduseres ved hjelp av skruer.

Det vil i denne oppgaven foreslås to løsninger for dette problemet, Rothoblaas har ulike løsninger som vil bli vurdert.

Den første løsningen er å benytte gjengede skruer for å øke kapasiteten til massivtreet. Gjengede skruer ført inn i platen over opplageret vil øke skjærkapasiteten til platen ved at skruene fordeler opplagerkraften inn i alle sjiktene. I tillegg kan det være behov for å øke kapasiteten på platens overside. Dette kan gjøres ved å benytte gjengede skruer som føres inn i vifteform rundt det kritiske området.

Den andre løsningen kan være å benytte Spider fra Rothoblaas, forklart nærmere i kapittel 2.4.1. Prinsippet vil bli likt som i den første løsningen, men her vil det bli nødvendig med utsparring i takplaten for stålpilaren ned til søylen.



Spiderløsningen vil gi både skjærearmering over opplager i tillegg til skruene i vifteform på oversiden av platen. Spideren har stor kapasitet og vil kunne løse problemet også ved mindre dimensjoner.

Beregning av skruer for å øke skjærkapasitet over opplager beregnes i punkt 3.3.5 og 4.3.5. Forsterkningen på oversiden av platen vil ikke beregnes i denne oppgaven. Dimensjonering av Spideren vil ikke bli foretatt.

### 2.3.6 Stenderverk

I konstruksjonens toppetasje vil stenderverk av limtre benyttes for å holde oppe og forankre takplate til konstruksjonen. Stenderverket vil også være rammeverk for 360-graders glassfasade med dør ut til balkong. Store krefter vil være grunnlaget for valg av dimensjoner, og det vil bli benyttet limtrestendere i denne konstruksjonen.

GL30c limtre 115x115mm blir plassert og forbundet på tverrenden til veggplatene med avstand CC875 og fører last fra taket ned i veggplatene. Stenderverk tar også opp vindlast i tverretning, avlaster glassfasade, og stenderne fungerer derfor som bjelkesøyler. Toppsviller i C24 konstruksjonsvirke stiver av stenderverk.

Stenderne vil bli tverrsnittskontrollert og sjekket for knekking etter Eurokode 5 og resultatene blir sammenlignet med resultater fra lastanalyse kjørt i Focus Konstruksjon. (18)

### 2.3.7 Andre konstruksjonsdeler

Toppetasjen vil ha en glassfasade for å kunne gi et pent arkitektonisk utseende og en 360-graders utsikt fra toppen. Glassfasaden vil ikke bli dimensjonert i denne oppgaven, men beregnet vindlast kan brukes til beregninger for fasaden i videre arbeid.

Et fagverk med stålstaver holder oppe en 360-graders balkong utenfor toppetasjen til tårnet. Stålet har tverrsnittet varmvalset HFRHS80x80x5, kvalitet S355, og er forbundet med knutepunkter og innfestninger til veggplatene. Isolert sett fra siden består «fagverket» av 2 staver, en diagonalstav og en overgurt. Videre er fagverkene forbundet med horisontale staver inn i arket som da fullfører et avstivet, komplett fagverk. Fagverket skal ta opp egenlast fra rekkverk og balkongdekke, nyttelast balkong og snø- og vindlaster som aksialkrefter.

Vindlaster belaster stavene i praksis som ytre tverrlaste, som kan gi sekundære momenter og skjærkrefter, men disse er av underordnet betydning. Grunnet balkongdekke, en metallrist som kan tettes med snø, blir fagverket belastet med en vindflatelast fra undersiden.

Denne spesielle lastsituasjonen blir tatt hensyn til og kan sammen med andre laster gi stålstavene både trykk- og strekkrefter. I denne oppgaven ble dimensjonen på stålstavene gitt av tegning til oppdragsgiver og sjekket for kapasitet i FK. Kapasitetsberegningen gjort av Focus Konstruksjon blir ikke kontrollert med håndregning, men forbindelsen mellom massivtre og stålfagverk blir dimensjonert. (8)

Rekkverk rundt balkongen blir ikke dimensjonert i denne oppgaven, men det tas hensyn til egenlasten dette gir balkongfagverket. Vindkrefter som er beregnet i denne oppgaven kan brukes til dimensjonering av rekkverk i videre arbeid.

I toppetasjen benyttes tre innervegger av massivtreplater til å hjelpe stenderverket med å holde oppe og forankre takplaten. De blir modellert med samme tverrsnitt som andre massivtreelementer. Dette for å gi konstruksjonen mer tyngde og stabilitet. Disse tre innerveggene blir ikke kontrollert med håndberegninger, men antas godkjent etter kapasitetskontroll utført av Focus Konstruksjon.

Konstruksjonens fundament vil bestå av betong, og avhenger i hovedsak av grunnforhold og laster fra konstruksjonen. Denne oppgavens avgrensinger gjør at fundamentet ikke vil bli dimensjonert. Forbindelsene mellom konstruksjonsdelene og fundamentet vil bli sett nærmere på.

## 2.4 Forbindelser

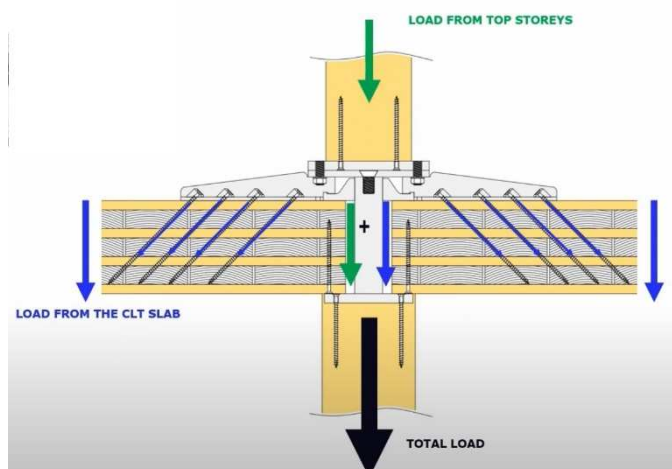
Det skal i denne oppgaven beregnes forbindelser mellom ulike konstruksjonsdeler som beskrevet i dette kapitlet. Det vil bli benyttet skruer, spiker, bolter og andre forbindelser i hovedsak fra Rothoblaas og SFS intec.

### 2.4.1 Forbindelse Spider

Spider-forbindelsen, som er et av Rothoblaas avslutning- og forsterkningssystem for søyler og bjelkelag, er et komplekst forbindelsessystem lansert i 2020. Forbindelsen har i hovedsak tre funksjoner som gjør den så kompleks; Kraftoverføring søyle-søyle, kraftoverføring fra etasjeskiller ned til søyle og rulleskjærforsterkning. (20)

Kreftene fra søylen vil overføres direkte ned til søylen i etasjen under på grunn av Spiderens pilar-system av stål. I større bygg der store krefter skal føres gjennom søyler kan etasjeskillerens oppleggsflate bli utsatt. Det er store krefter som påføres vinkelrett på fiberretningen, noe som ikke er gunstig da trefibrene har sin svakeste kapasitet her. Ved bruk av denne forbindelsen vil kraften fra søylen føres rett ned til neste søyle gjennom stålpilaren i Spideren, og treet vil bli skånet for den store trykkraften.

Det settes ned 48 gjengede skruer med 45 grader ned i etasjeskilleren fra Spideren. Krefter fra dekke, både egenlast og nyttelast, vil bli tatt opp av skruene og ført inn i forbindelsen og deretter ført ned i neste søyle, som vist ved blå piler på figur 2.4.1-1. I tillegg vil disse gjengede skruene «sy» sjiktene i massivtreelementet sammen. Dette vil gi en forsterket kapasitet mot rulleskjær, som ofte er der kapasiteten kommer til kort i massivtrekonstruksjoner.



Figur 2.4.1-1 Oversikt kraftfordeling i Spider-forbindelsen, fra WoodSolutions AUS. (21)

De gjengede skruene ført inn fra undersiden av Spideren, som vist på figuren, vil også gi en forsterkning til systemet. Da alle kreftene føres ned til søylen på undersiden, vil denne bli utsatt for store krefter. Dette skaper trykkrefter vinkelrett på fiberretning på undersiden av etasjeskilleren. Skruene satt inn vinkelrett i platen har stor aksialkapasitet og vil dermed kunne ta opp kreftene og de gjengede skruene vil kunne fordele kreftene jevnt i massivtreet. (20)

Generelt kan skruer brukes til å øke kapasiteten mot skjær-, moment- og aksialkrefter i trevirke. Spideren har flere detaljer, der hver detalj har en klar funksjon. Alle detaljene utgjør en kompleks forbindelse, og disse forbindelsene vil bli benyttet i overgangen søyle-søyle i massivtrekonstruksjonen i denne oppgaven. (21)

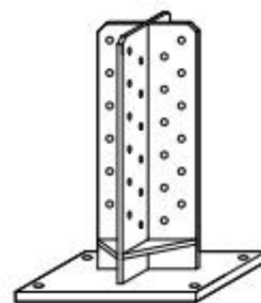
For dimensjonering av Spideren brukes Rothoblaas egne tekniske datablad. (20)

#### 2.4.2 Forbindelse balkong – massivtreplater

Stavelementene brukt til balkongen vil være av stål med dimensjon HFRHS80x80x5. På enden av stålstavene vil det bli påsveiset en stålplate for å kunne feste stavene til konstruksjonen. Det vil her bli brukt bolter til forbindelsene. Dimensjoneringen av forbindelsene og stålplaten mellom stål og massivtre vil foregå i henhold til det nye utkastet av trestandarden prEN 1995-1-1:20XX (22) og dimensjonering av sveisen i henhold til NS-EN 1993-1-8. (23)

#### 2.4.3 Forbindelse konstruksjon – fundament

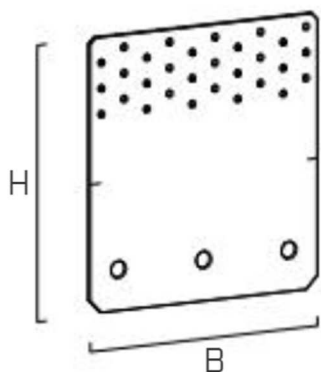
Det vil bli snakk om store krefter nederst i konstruksjonen og forbindelsene mellom konstruksjonen og betongfundamentet krever stor kapasitet. Forbindelsene mellom massivtreet og betongfundamentet vil være fra Rothoblaas, og dimensjoneringen vil skje i henhold til gitte tabellverdier fra deres tekniske data. (20) I Focus Konstruksjon er tårnet modellert med fast innspent opplagring, linjerandbetingelser, i bunn. Da er alle platenes breddekanter forankret til fundamentet. De dimensjonerende kreftene er hentet ut fra lineær lastanalyse i FK, og vil være grunnlaget for valg av forbindelser. Det vil være nødvendig å ta opp horisontale og vertikale krefter i form av trykk og strekk. I tillegg vil det oppstå momenter som må overføres ned til fundament. Det vil derfor være nødvendig med flere ulike forbindelser i forhold til de kreftene som oppstår.



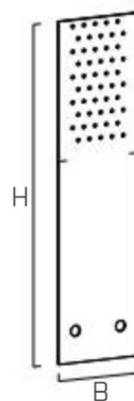
Figur 2.4.3-1 XS10 hentet fra Rothoblaas produktblad (20)

Det vil i forbindelsen mellom de innvendige søylene og fundamentet bli benyttet XS10 forbindelse for å ta opp vertikale krefter. Dette er to kryssveiste plater som føres inn i søylen og det må freses ut etter formen på forbindelsen. Figur 2.4.3-1 viser oppbyggingen av forbindelsen. Her brukes 16 stk dybler til feste, og platen mellom søylen og fundamentet må festes med betonganker.

For forbindelse vegg og fundament vil WHT plate C og TITAN plate C bli benyttet til å ta opp horisontale og vertikale krefter. I WHT plate C står spikerne i vertikale lag på skiven og inn i massivtreet, og boltene inn i betongen. Den vil dermed ta opp strekkrefter, vertikale krefter. Størrelsen på platen og dimensjonene på spikrene og boltene bestemmer kapasiteten til forbindelsen. I TITAN plate C står spikerne i horisontale lag og vil derfor være gunstig for å ta opp horisontale krefter. (20)



Figur 2.4.3-3 TITAN plate C hentet fra Rothoblaas produktblad. (20)



Figur 2.4.3-2 WHT plate C Hentet fra Rothoblaas produktblad. (20)

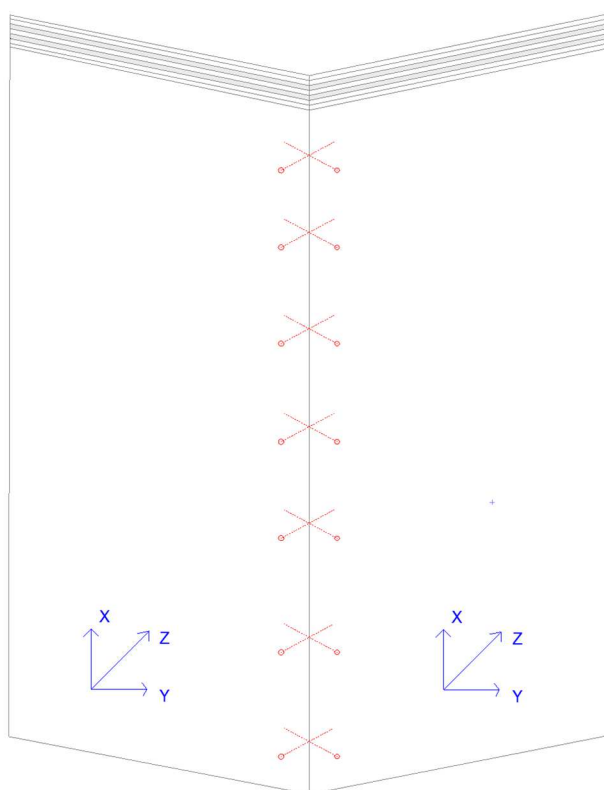
I overgangen mellom veggplate og fundament vil det som tidligere nevnt også oppstå moment og trykkrefter, vertikale krefter. Dimensjoneringen av forbindelsen som skal overføre disse kreftene blir ikke utført i denne oppgaven, men et forslag til løsning vil bli kommentert under resultat, 4.4.3.

#### 2.4.4 Forbindelse veggplate – veggplate

Mellom platene vil det være nødvendig å dimensjonere en passende forbindelse som skal ta opp kreftene som oppstår i skallkanten. Kraftene hentes fra Focus Konstruksjon og er summerte krefter langs hele skallkanten dividert på skallkantens lengde.

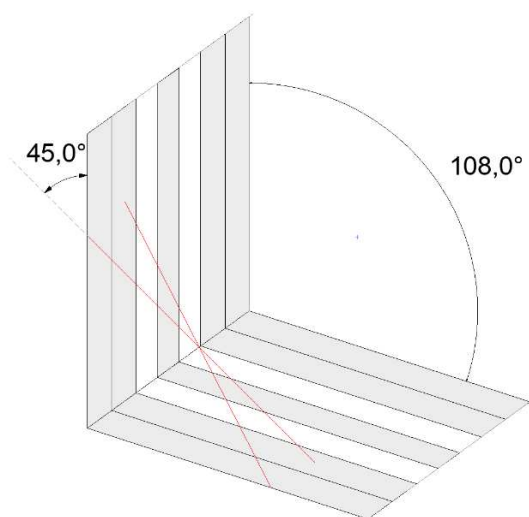
Veggplatene som forbindelsen skal sammenføre møtes med en vinkel på 108 grader. Dette er noe utradisjonelt og skruer er derfor valgt som festemiddel. Videre er det bestemt at forbindelsen skal utføres med kryssførende skruepar.

Skruene vil ha gjennomtrengning i veggplatens breddeflate, heretter kalt *wide face*, og en inntrengning i platens kantflate, heretter kalt *edge face*. Skruer tilhørende ett skruepar vil møtes midt imellom veggplatene, altså i skallkanten. Figuren 2.4.4-1 viser en skisse av to veggplater som sammenføres med kryssførende skruepar.



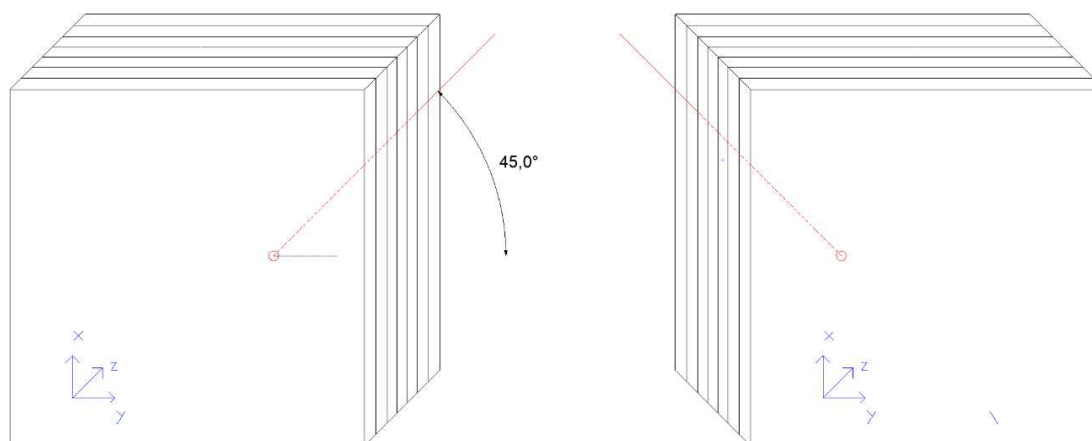
Figur 2.4.4-1 Skisse kryssførende skruepar i plate - plate forbindelse

Som tidligere nevnt består veggplatene av både horisontale og vertikale lameller. Dette må tas hensyn til i dimensjoneringen da kapasiteten i stor grad avhenger av fiberretning til treverket. Det er derfor besluttet å føre skruene inn i platene med en horisontal vinkel på 45 grader, og en vertikal vinkel oppover på 45 grader. Dette vil gi skruene god forankringsstyrke i treverket, uavhengig av fiberretning til hver enkelt lamell. I tillegg vil vinkelen på skruene føre til at ytre skallkant-krefter ikke vil treffe skruene vinkelrett, eller aksialt, noe som virker svært gunstig for skruenes kapasitet.



Figur 2.4.4-2 Skisse kryssførende skruer sett ovenfra

Figur 2.4.4-2 viser en skisse av forbindelsen sett ovenfra. I denne skissen kan man tydelig se at skruene er ført inn i veggplatene med en horisontal vinkel på 45 grader. I tillegg kan man se et klart skille på horisontale og vertikale lameller, da vertikale er farget grå.



Figur 2.4.4-3 Skisse kryssførende skruer sett fra siden

Figur 2.4.4-3 viser en skisse av forbindelsen sett fra siden. I denne skissen kan man se at skruene er ført inn i veggplatene med en vertikal vinkel på 45 grader. Den røde streken visualiserer skruens posisjon, hvor den stiplete linjen er gjennomtrengningsdelen, og den heltrukne linjen er inntrengingsdelen i trevirket.

På grunnlag av antatt stor skruedimensjon og ønske om høy total kapasitet for skruerforbindelsen vil det være gunstig med lave avstandskrav mellom skruene. Det tas derfor høyde for at skruene forbores. Med forboring minker avstandskrav og risiko for oppsprekking av trevirket. Forboring er også med på å sørge for korrekt vinkel mellom fiberretning og skruens akse.

Skruene som skal benyttes er av typen WR-T produsert av SFS intec. Dette er helgjengede skruer med lengde opptil 1 meter og diameter på maksimalt 13 mm. Skruene er tilpasset trevirke, har gode egenskaper for overføring av skjær- og aksialkrefter, samt at skruene er enkle å installere. (24) Forbindelsen blir dimensjonert etter prEN 1995-1-1 (22) og ETA-12/0062. (25)

#### 2.4.5 Forbindelse dekke – plate

Tradisjonelt føres etasjeskillere inn mellom veggplatene i vertikal retning, men på grunn av store trykkrefter i tårnkonstruksjonen, vil disse dekkene forbindes innvendig med veggplatene. Da unngås faren for knusning av fibre vinkelrett på lastretning og krymping som følge av stor lastpåkjenning over tid. Det er viktig med en forbindelse som tar hensyn til momentkrefter, da dekkene ikke spennes inn imellom veggene.

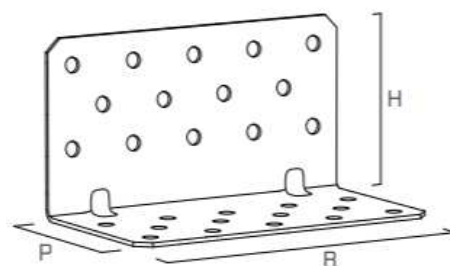
En varmformet likebeint vinkelplate i stål forbundet til dekke og vegg med skruer blir benyttet som forbindelse. HBS Plate er en skrue fra Rothoblaas som er spesielt tilpasset slike plateforbindelser. Egenkomponert stålplate blir tilpasset avstandskrav og hulldiameter fra skruen

HBS Plate, og forbindelsen blir dimensjonert etter standard for trekonstruksjoner prEN 1995-1-1 (22) og

ETA-11/0030 (26). For spesielle bruddformer i grunnmaterialet, vinkelplaten, blir standard for stålforbindelser NS-EN 1993-1-8 (27) gjeldene. Det antas at stålplatevinkelen er fullstendig stiv med forsterkende heldekkende tykk sveis i vinkelens hjørne.

Skruene settes vinkelrett inn i forhold til veggplatene og dekket. Da blir vinkel mellom skruens akse og fiberretning alltid 90 grader. For å redusere avstandskrav blir det beregnet med forboring.

Summerte skallkantkrefter hentes ut fra Focus Konstruksjon og leses av i Excel. Krefter beregnes pr meter og det er skjær-, aksial- og momentkrefter i dekkekanter forbindelse skal ta opp. Da beregnes antall stålvingler som trengs pr meter skallkant. De største kreftene identifiseres og brukes i dimensjoneringen for forbindelse til alle etasjeskillere.



Figur 2.4.5-1 Titan S TTS fra Rothoblaas produktblad. (20)



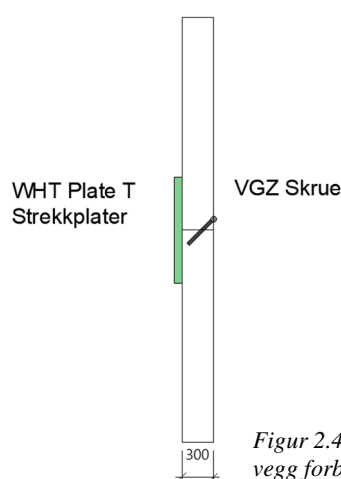
## 2.4.6 Forbindelse vegg – vegg breddekant

Veggplater i konstruksjonen blir som nevnt tidligere stablet i høyden. Veggplatene blir forbundet med sine overliggende platebredder, 3,5 meter, oppover i høyden. En slik forbindelse må sørge for god kontakt mellom breddevernsnittet til platene og forankre veggene sammen oppover i konstruksjonen.

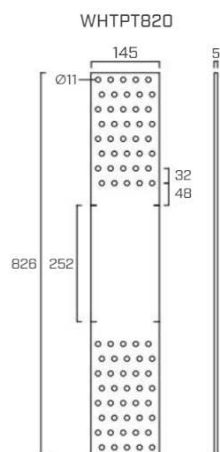
Forbindelsen mellom vegg-vegg må ta opp både trykk- og strekkrefter da krefter i veggplatene er avhengig av lastsituasjon. Derfor blir forbindelsen lik uavhengig av hvilken veggplate som ansees.

WHT Plate T fra Rothoblaas blir benyttet i forbindelsen for å ta opp strekkrefter. Under forberedelsesfasen for oppgaven ble det observert at flere store massivtrekonstruksjoner benytter utvendige stålplater mellom etasjer for å ta opp strekkrefter. WHT Plate T er Rothoblaas sin løsning for slike sammenføyninger. Platen er spesielt tilpasset for å ta strekkrefter i store massivtrekonstruksjoner. Sammen med HBS Plate skruen fra Rothoblaas, som har et tilpasset skruhode for sammenføyning med stålplater, blir forbindelsen for strekkbelastning komplett. Forbindelsen krever forboring. (20)

Det blir utført en kapasitetskontroll for trykkbelastning mellom veggplatene for å vurdere risikoen for knusning av parallelle fibre. Slik platene blir stablet, med sterk lengderetning oppover, utnyttes massivtreets trykkkapasitet på en gunstig måte. En sammenføyning for å holde platene på plass er selvsagt likevel nødvendig. Utgangspunktet for en slik sammenføyning fås fra den tradisjonelle løsningen med dekke imellom veggplater. Her blir skruer satt inn med en 45 graders vinkel i veggplaten og føres ned inn i dekket, som ligger vinkelrett imellom veggplatene. Selv om dekket er fraværende fra denne posisjonen i konstruksjonen, blir ideen lik. Skruer føres ned med mot underliggende platekant med en vinkel til veggplaten lengderetning. Disse skruene blir ikke kontrollert i denne oppgaven.



Figur 2.4.6-2 Skisse over vegg-vegg forbindelse.



Figur 2.4.6-1 WHTPT820 fra Rothoblaas produktblad. (20)

## 2.5 Prosjekteringsprinsipp

### 2.5.1 Eurokode og ETA

Prosjektering av konstruksjonen vil skje etter Eurokode, Norsk Standard. Tabell 2.5.1-1 viser en oversikt over anvendte Eurokoder tatt i bruk i dimensjoneringen. Tabell 2.5.1-2 viser oversikt over anvendte European technical assessment, ETA.

#### *EUROKODER BENYTTET I DIMENSJONERING*

NS-EN 1990:2002+NA:2008 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner

NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019 Egenvekt og nyttelaster

NS-EN 1991-1-3:2003+A1:2015+NA:2018 Snølaster

NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 Vindlaster

NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015 Prosjektering av stålkonstruksjoner

NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 Knutepunkter og forbindelser

NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010 Prosjektering av trekonstruksjoner

pr-EN 1995-1-1:20XX (E) – Utkast til ny versjon av Eurokode 5

*Tabell 2.5.1-1 Oversikt over Eurokoder brukt i dimensjonering*

#### *ETA, EUROPEISKE TEKNISKE EVALUERINGER BENYTTET I DIMENSJONERING*

ETA-11/0030

ETA-12/0062

*Tabell 2.5.1-2 Oversikt over Europeiske tekniske evalueringer brukt i dimensjonering*

### 2.5.2 Pålitelighetsklasse

En konstruksjon tildeles en pålitelighetsklasse etter konsekvensklasse og ønsket sikkerhetsnivå. Pålitelighetsklassen påvirker faktorer i partialfaktormetoden og ivaretar mennesker, miljø og samfunnsøkonomiske hensyn i dimensjoneringsprosessen. Tabell NA.A1(901) i Eurokode 0 gir noen eksempler på pålitelighetsklassifisering av konstruksjoner. (3)

### 2.5.3 Dimensjonerende fasthet og kapasitet

Ved beregning av dimensjonerende materialfasthet kompenserer partialfaktormetoden for ugunstige avvik i karakteristisk fasthet gjennom materialfaktoren  $\gamma_m$ . Denne materialfaktoren er forskjellig i brudd- og bruksgrensetilstand og er avhengig av type material som beregnes.

For trekonstruksjoner finnes dimensjonerende materialfasthet etter regler i NS-EN 1995-1-1 (18) og avhenger av valgt fasthetskklasse, klimaklasse og dimensjoneringstilfelle:

$$X_d = \frac{X_k \cdot k_{mod} \cdot k_{sys}}{\gamma_m}$$

$X_d$  er enten dimensjonerende fasthet  $f_d$  eller lastkapasitet  $R_d$

$k_{mod}$  er en fasthetsfaktor avhengig av konstruksjonens klimaklasse og ivaretar varierende fasthet som følge av lastvarighet og trevirkets fuktinnhold.

$k_{sys}$  er en faktor for systemfasthet og gir større materialfasthet hvis konstruksjonsdelen som beregnes er satt sammen med andre deler i et forbundet lastfordelende system.

I denne oppgaven er klimaklasse 2 valgt for alle konstruksjonsdeler i trevirke etter tabell NA.901 i NS-EN 1995-1-1.  $k_{sys}$  er her forenklet og satt lik 1,0.

I denne oppgaven er  $k_{mod}$  satt lik 0.9 for alle beregninger etter tabell 3.1 i NS-EN 1995-1-1. Dette på grunn av valgt klimaklasse 2 og lastvarighet til ytre påkjenninger som vind- og snølast.

Andre korreksjonsfaktorer for bestemmelse av dimensjonerende fasthet og kapasitet er avhengig av tverrsnitt og sammensetning. Høydefaktor  $k_h$  korrigerer rektangulære tverrsnitt med stor høyde i forhold til bredde. Oppsprekkingsfaktor  $k_{cr}$  tar hensyn til mulige sprekker i tverrsnittet.

## 2.6 MathCAD Prime

MathCAD Prime er et spesialbygd beregningsverktøy for ingeniørmatematikk. Verktøyet levert av PTC løser, analyserer og fremstiller komplekse beregninger i et brukervennlig regneark. Programmet tar også hensyn til matematiske notasjoner og enheter, og fremstiller resultater i form av tall eller grafer. I tillegg er MathCAD en dynamisk programvare, som vil si at den oppdateres kontinuerlig dersom enkelte tall endres. (28)

I denne oppgaven blir MathCAD benyttet til håndberegninger av laster og kapasiteter til ulike deler av tårnkonstruksjonen. I den sammenheng er det svært gunstig at programmet er dynamisk.

## 2.7 ArchiCAD

GRAPHISOFT ArchiCAD er et BIM (Bygningsinformasjonsmodell) program. Verktøyet er 3D-basert og utstyrt med et bredt utvalg av bygningselementer. I hovedsak benyttes programmet til tegning, skissering av blant annet detaljer og rendering. Programmet frembringer enkelt 2D tegninger av alle ønskede snitt og detaljer, noe som gjør det svært brukervennlig på tvers av fagområder. I tillegg er også dette programmet dynamisk, som vil si at alle involverte tegninger oppdateres automatisk dersom elementer tilføres, endres eller fjernes. IFC (et fritt intelligent utvekslingsformat) muliggjør også utveksling av informasjon på tvers av fag og program. (29) I dette prosjektet ble modellen fra ekstern veileder levert som en skisse i ArchiCAD. Skissen ble tatt i bruk for å hente ut koordinater for å lage en modell av bæresystemet i Focus Konstruksjon.

## 2.8 Rothoblaas

Rothoblaas er et multinasjonalt selskap med røtter i Italia som utvikler og leverer ulike teknologiske løsninger til bygg- og anleggsbransjen. Blant annet er de ett av de største selskapene innen festemidler til trematerialer, og deriblant til massivtre. (30)

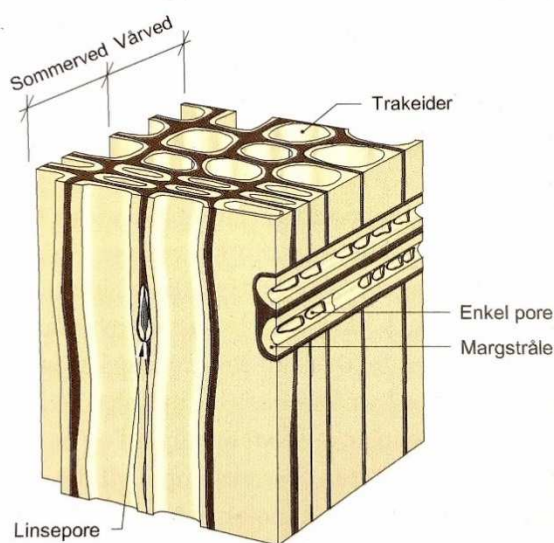
## 2.9 SFS intec

SFS intec AS er norsk datterselskap av SFS Holding AG i Sveits. På verdensbasis utvikler, produserer og leverer selskapet produkter innen bygg, elektro, bil og flyindustri. I Norge er hovedmarkedet rettet mot festemidler til ulike bygg-segmenter som tak, fasade og trekonstruksjoner. (31)

## 2.10 Tre som byggemateriale

Trevirke har lenge vært et basismateriale i byggebransjen, og bruken av trevirke i større konstruksjoner har økt betydelig de siste årene. Årsaken er utviklingen av treprodukter som massivtre og limtre, som har markant bedre styrke- og stivhetsegenskaper sammenliknet med konstruksjonsvirke av samme dimensjon. Dette resulterer i at tre-elementer i dag er mer konkurransedyktig sammenliknet med stål og betong. (32)

Trevirke er et materiale som har stor styrke i forhold til egenvekt og er langt sterkere med fiberretning enn vinkelrett på fiberretning. Årsaken til dette er at trevirke er bygd opp med en fiberstruktur hvor det hovedsakelig er langstrakte celler i fiberretning, trakeider. Dette resulterer i høy skjærfasthet vinkelrett på fiberretning, mens trykk- og strekkfastheten er lav. Faktorer som påvirker styrken er fuktinnhold, temperatur og kvister. Trevirkets styrke påvirkes og reduseres betydelig ved store, nærliggende kvister på kritiske områder. Utfordringen med trevirke som byggemateriale er at det endrer dimensjon ved fuktvariasjoner, er utsatt for muggvekst og råte ved høy fuktpåvirkning og er et brennbart materiale. Dette resulterer i at det kreves gode materialkunnskaper ved bruk av trevirke. (33)



Figur 2.10-1 Skisse av treceller fra Trehusboka (34)

I tillegg til gode egenskaper til tremateriale blir også kravet om gode miljøegenskaper stadig strengere. Trevirke er et fornybart naturmateriale med svært liten negativ påvirkning på naturen, forutsatt at materialet kommer fra en bærekraftig forvaltet skog. Karbon er treets hovedbestanddel og forvaltes gjennom fotosyntesen, respirasjon, nedbrytning og forbrenning som utgjør en karbonsyklus. (33) Økt bruk av tre vil derfor bidra til reduksjon av CO<sub>2</sub>-tilførsel til atmosfæren ved at karbon tas opp gjennom fotosyntesen og senere lagres i treproduktene. I tillegg kreves det lite fossil energi i framstillingsprosessen da produksjonen hovedsakelig er basert på klimanøytral bioenergi. Sist, men ikke minst kan treproduktene også gjenbrukes til nye produkter eller gjenvinnes. På grunnlag av dette gir tre som byggemateriale en positiv CO<sub>2</sub>-effekt. (35)

### 2.10.1 Konstruksjonsvirke

Konstruksjonsvirke, også kalt trelast, er den mest anvendte formen for trematerialer i byggebransjen. Trelast sorteres inn i ulike fasthetsklasser med hensyn på styrke definert i standarden NS-EN 338. (36) Konstruksjonsvirke deles inn i C-klasser hvor eksempler på fasthetsklasser kan være C18, C24 og C30. Tallet betegner karakteristisk bøyefasthet i N/mm<sup>2</sup>. Innenfor hver enkelt fasthetsklasse finnes det ulike dimensjoner. (37)

### 2.10.2 Limtre

«Limtre er limte, bærende konstruksjoner hvor tverrsnittet er oppbygd av minst fire lameller, med tilnærmet parallell fiberretning, som ved hjelp av lim er bakt til fullt statisk samvirke», ifølge Norsk Standard 3470. Med «statisk samvirke» menes at limfugen har samme fasthet som den trelasten som limes sammen. (36) Limtreproduksjonen har de siste tiårene hatt en enorm utvikling etter at man klarte å produsere kjemisk hardende limstoffer som oppfylte bestemte krav til bestandighet og styrke. I Norge produseres det vanligvis limtre av 40 mm tykke lameller av gran eller furu. Lamellene styrkesorteres og fingerskjøtes før de påføres lim og plasseres i spesielle presser som sikrer korrekt limetrykk og temperatur under limeprosessen. Limtre deles inn i to ulike styrkeklasser etter sammensetningen av lameller. Homogent limtre er bygd opp av lameller med samme styrkeklasse og uttrykkes med h i klassifiseringen. Kombinert limtre er bygd opp av lameller med ulike styrkeklasser, hvor de sterkeste lamellene er plassert der påkjenningen er størst. Normalt er dette aktuelt for de ytre delene av tverrsnittet. Kombinert limtre uttrykkes med c i klassifiseringen. (32)

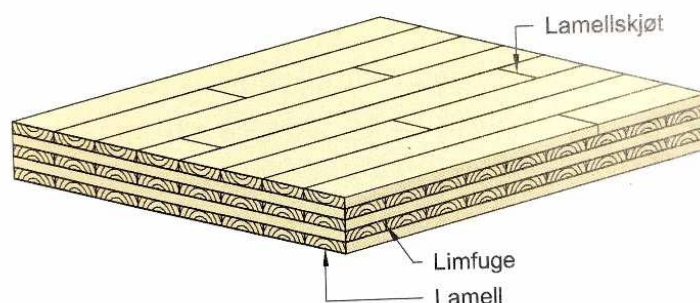
### 2.10.3 Massivtre

Massivtre er en type treprodukt som er blitt utviklet i løpet av de tre siste tiårene. (38)

Produktet består av lameller som sammenføres ved hjelp av spiker, skruer, lim, trediabler eller strekkstag. (36) Elementene produseres vanligvis med lameller av gran, styrkesortert etter fasthetsklasse C eller T. C kvaliteter er kategorisert etter bøyefasthet, mens T kvaliteter er kategorisert etter strekkfasthet. (39)

I hovedsak finnes det tre ulike typer massivtre; Kantstilte elementer, krysslagte elementer og hulromselementer. I denne oppgaven benyttes krysslagte elementer. De består av lameller der hvert lag er snudd vinkelrett på underliggende. Lim og trediabler er ofte brukt som forbindelsesmidler. (40)

Elementer av massivtre har stor styrke og benyttes ofte i bærende konstruksjoner som vegger, gulv eller tak i høye bygg som boliger, fleretasjeshus og næringsbygg. Elementene kan også benyttes som svalganger og balkonger. Fordelen med massivtreelementer er at de kan produseres i alle fasonger, med utsparinger og hulrom for tekniske installasjoner. I tillegg kan de fremstilles i store elementer som gir kort byggetid, noe som ses på som en viktigere faktor på dagens marked enn tidligere. (40)



Figur 2.10.3-1 Massivtreelement hentet fra Trehusboka. (34)

## 2.11 Stål som byggemateriale

I over to tusen år har det blitt brukt metaller i byggebransjen. (36) I dag er stål det viktigste konstruksjonsmaterialet på verdensbasis. Dette på grunn av sin høye styrke i forhold til vekt. I tillegg er stål 100% resirkulerbart, noe som minsker klimaavtrykket og gjør det akseptabelt med dagens bærekraftige fokus. (41) I byggebransjen benyttes stål til å lage ulike konstruksjonsdeler som for eksempel plateprodukter, armeringsstål og forbindelsesmidler. (36) Framstilling av stål gjøres i et stålverk gjennom mange ulike prosesser hvor det tas utgangspunkt i jernmalm, en bergart med høyt jerninnhold. Resultatet er flytende stål som støpes i større blokker av ulike former. Videre vales disse til ønsket form. (36) Det skilles mellom varmvalset stål og kaldvalset stål. Forskjellen på disse to typene omhandler hvorvidt temperaturen under valsing er over eller under temperaturen for rekryllisasjon for aktuelt materiale. (42)

## 2.12 Betong som byggemateriale

Betong er det mest benyttede byggematerialet i vår tid, dersom man regner i volum. Betong består av sement, vann, tilslagsmaterialer og eventuelle tilsetningsstoffer, som blandes sammen i bestemte forhold. Betong deles inn i ulike fasthetsklasser som tradisjonelt benyttes ved prosjektering av betong. Fastheten til betong beskriver konstruksjonens bæreevne, og angis som for eksempel B-30. Det vil si at betongen har en karakteristisk trykkfasthet på 30 MPa etter 28 døgn. I dette prosjektet vil fundamentet til konstruksjonen bestå av betong. Konstruksjonen vil overføre moment og laster fra tårnkonstruksjonen ned i bakken. Vi antar at det respektive momentet vil være av en slik størrelse at betongkonstruksjonen vil bli utsatt for både trykk og strekk. Dette resulterer i behov for et armert betongfundament. Armert betong brukes i konstruksjoner som blir utsatt for både trykk og strekk, da betongen selv ikke har spesielt gode egenskaper for å ta opp strekk. Det respektive fundamentet i denne oppgaven må prosjekteres etter grunnundersøkelser ved valgt geografisk plassering, noe som ikke utføres i denne oppgaven.



## 2.13 Splitkon krysslimt tre

Massivtreplatene som benyttes i dette prosjektet er laget av Splitkon AS. Platene kalt «Splitkon krysslimt tre» er relativt nye på markedet og fikk først teknisk godkjenning utstedt i 2019.

Elementene er laget av krysslagte og fingerskjøtte trelameller. Lamellene bindes sammen med limet mellamin urea formaldehyd (MUF), men kantlimes ikke. Elementene leveres i tykkelser fra 60 mm til 300mm avhengig av total lengde og bredde som har en maksimal dimensjon på 16 x 3,5 meter. Lamellene i elementene består av gran, sortert til fasthetsklasse T15 og T22 i henhold til EN 338, og antallet lamellsjikt varierer mellom 3 og 9. Bruksområdet elementene er beregnet for er som bærende konstruksjonselementer til etasjeskillere, tak, og vegger i henhold til NS-EN 1995-1-1. (43)

I tårnkonstruksjonen vil elementene benyttes til vegger, etasjeskillere og takplate.

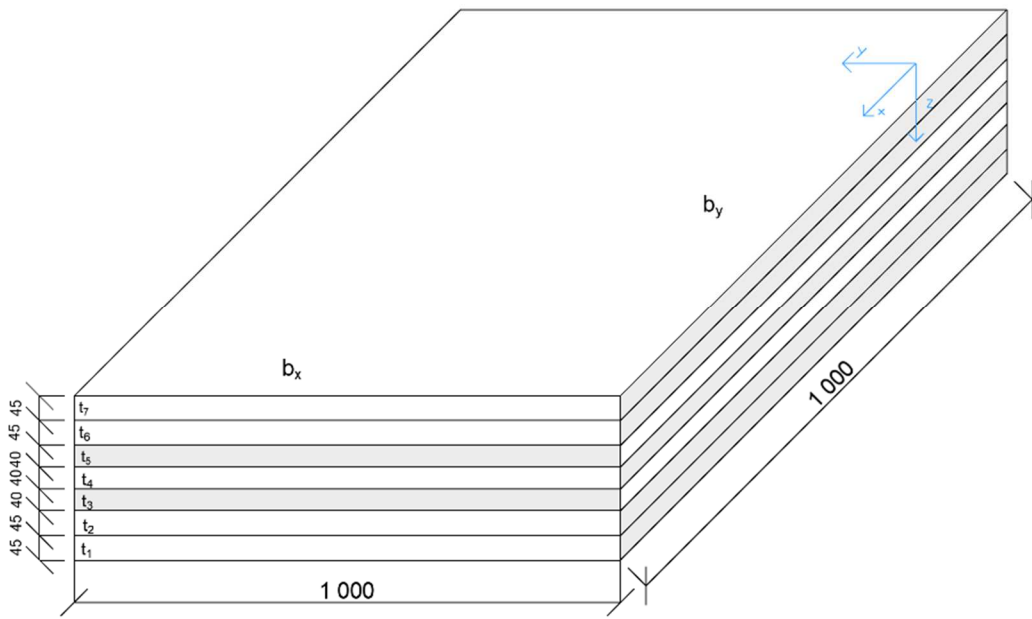
Veggelementene vil ha en lengde på 16 meter, bredde på 3,5 meter og tykkelse på 300 millimeter. I tillegg er det bestemt at ytterlamellene skal ha fasthetsklasse T22, og innerlamellene skal ha fasthetsklasse T15. Etasjeskillerene og takplate har spesialtilpasset geometrisk form slik som det fremkommer i modellen i Focus Konstruksjon.

På grunn av høye krav til elementenes egenskaper vil massivtreplatene være bygd opp av 7 lameller. Elementene består av doble langsgående ytterlameller med en tykkelse på 45mm. Innerlameller vil ha en tykkelse på 40mm og være krysslagt.

Data benyttet i beregninger og modellering med Splitkon krysslimt tre er hentet fra Sintefs tekniske godkjenning (43). Her er ikke tverrkontraksjonstall vedlagt, men denne verdien hentes fra tabell 1 i Kristian Berbom Dahls doktorgrad (44).

Massivtre er et ortotropisk materiale som har ulike tverrkontraksjonstall, etter hvilken retning som ansees. Focus Konstruksjon setter ett tverrkontraksjonstall for sjiktens plan og  $n_{y_{LT}} = n_{y_{xy}} = 0.38$  benyttes.

Massivtreplatens oppbygging vises i figur 2.13-1. Her er lamellenes retninger vist i farger, der hvit viser sjikt som følger fiberretning i henhold til gitt retning i platens koordinatsystem.



Figur 2.13-1 Skisse utsnitt massivtreelement 1 x 1 meter

## 3 Metode

I dette kapitlet vil metoder brukt for dimensjonering og kontroller av konstruksjonen som har blitt gjennomført beskrives.

### 3.1 Laster og lastkombinasjoner

#### 3.1.1 Lastkombinasjoner

Det skal i dette kapitlet ses på de to grensetilstandene, bruddgrensetilstand og bruksgrensetilstand. NS-EN 1990 brukes til å finne grunnlag for å dimensjonere konstruksjonen i disse to grensetilstandene. (3)

#### **Bruddgrensetilstand:**

For hvert kritisk lasttilfelle skal de dimensjonerende verdiene for lastene bestemmes ved å kombinere lastverdiene som forventes å kunne opptre samtidig. Kombinasjoner av lastvirkningene som skal vurderes bør baseres på den dimensjonerende verdien av den variable lasten og de dimensjonerende kombinasjonsverdiene av øvrige variable laster. Ugunstigst lastkombinasjon i bruddgrensetilstand finnes ved bruk av ligning (6.10a) og (6.10b) i tabell NA.A1.2 (B) i NS-EN 1990.

Kombinasjonsverdiene  $\Psi_0$ ,  $\Psi_1$  og  $\Psi_2$  leses av i tabell NA.A1.1 i NS-EN 1990.

Forholdet mellom permanent og variabel last vil avgjøre hvilken av situasjonene 6.10a og 6.10b som blir gjeldende. (8)

#### **Bruksgrensetilstand:**

I bruksgrensetilstand settes partialfaktoren for materialegenskaper  $\gamma_m = 1,0$ , med mindre annet er gitt i NS-EN 1992 til NS-EN 1999. (3)

Lastkombinasjoner i bruksgrensetilstand beregnes etter tabell A1.4 i NS-EN 1990.

Ulike konstruksjonsdeler vil få ulike dimensjonerende lasttilfeller da noen av lastene vil virke ugunstig på noen elementer og gunstig på andre. Konstruksjonselementene vil bli dimensjonert etter hvilke lasttilfeller som blir verst. Lastkombinasjonene og tilhørende krefter disse fører ned på hvert element vil bli gitt i lastanalyse i Focus Konstruksjon. Disse verdiene vil brukes videre til dimensjoneringen. Lastkombinasjonene er generert i samarbeid med en innebygd veiviser i Focus Konstruksjon.

### 3.1.2 Egenlast

Den karakteristiske egenlasten vil bli beregnet for hver konstruksjonsdel og deretter summeres antall konstruksjonsdeler for å få den totale egenlasten.

Egenlasten beregnes som enten flatelast, linjelast eller punktlast, alt ettersom hva som er best egnet for beregningene videre.

For flatelast brukes formelen nedenfor:

$$q_{k.flatelast} = \rho \cdot t \cdot g$$

For linjelast brukes formelen nedenfor:

$$q_{k.linje} = \rho \cdot t \cdot b \cdot g$$

For punktlast brukes formelen nedenfor:

$$Q_k = \rho \cdot t \cdot b \cdot l \cdot g$$

$\rho$  er densiteten til materialet, gitt i  $kg/m^3$ , denne verdien finnes i teknisk godkjenning fra Splitkon for massivtre og andre verdier for relevante materialer hentes ut fra tabeller.

$t$  er tykkelsen til konstruksjonsdelen

$b$  er bredden til konstruksjonsdelen

$l$  er lengden til konstruksjonsdelen

$g = 9,81 m/s^2$  er tyngdeakselerasjon

Gitte tverrsnitt og mengder er gitt etter valgte dimensjoner på elementer i konstruksjonen.

For videre beregning i bruddgrensetilstander vil tilhørende lastfaktorer bli inkludert for å få den dimensjonerende egenlasten.

### 3.1.3 Nyttelast

Lastvirkninger på grunn av nyttelast finnes i NS-EN 1991-1-1. (5) Nyttelaster er gitt som punktlaster og jevnt fordelte laster ut ifra gjeldene brukskategori.

For å fastsette brukskategori i bygget er det noen faktorer å ta hensyn til; Hvor mange personer som skal oppholde seg i bygget samtidig, utstyr og gjenstander som skal oppbevares.

Tabell 6.1 i NS-EN 1991-1-1 viser oversikt over de ulike brukskategoriene.

Fra tabell 6.2 i NS-EN 1991-1-1 kan anbefalte verdier for nyttelaster påført på gulv, trapper og balkonger for gitt brukskategori hentes. Anbefalte verdier for punk- og flatelast vil bli benyttet. Verdiene som er understreket i tabellen er de anbefalte verdiene.

### 3.1.4 Vindlast

Det er i dette kapitlet kun sett på krefter påført på bygget som følge av statiske vindlaster. Høybygg vil også bli utsatt for svingninger som følge av vindlast, noe som ikke vil bli sett på i denne oppgaven. Vindlastene beregnes ut ifra NS-EN 1991-1-4 (7).

Referansevindhastigheten leses av i tabell NA.4(901.1) i standarden (7). Referansehastigheten er den karakteristiske vindhastigheten målt i 10 meters høyde over bakken og måler middelveien av vindhastigheten i en periode på 10 minutter. (8)

$$v_{b,0} = 22 \text{ m/s}$$

Basisvindhastigheten,  $v_b$ , beregnes ut ifra ligning (NA.4.1). Basisvindhastigheten brukes til å regulere referansevindhastigheten for andre årstider, høyde over havet, annen returperiode enn 50 år og andre vindretninger (8).

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot v_{b,0} \quad (\text{NA.4.1})$$

$c_{alt}$  er en nivåfaktor som kan settes lik 1,0

$c_{dir}$  er en retningsfaktor som kan velges lik 1,0 for alle vindretninger

$c_{season}$  er en årstidfaktor som settes lik 1,0

$c_{prob}$  er en faktor som brukes når returperioden velges forskjellig fra normalen som er 50 år

Videre brukes basisvindhastigheten til å finne stedsvindhastigheten. Stedsvindhastigheten  $v_m(z)$  ved en høyde  $z$  over terrenget avhenger i tillegg til basisvindhastigheten både av terrengruheten og terrengformen, og bestemmes av ligning (4.3) (7).

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (4.3)$$

$c_r(z)$  er ruhetsfaktoren, gitt nedenfor

$c_0(z)$  er terrengformfaktoren, satt lik 1,0 etter 4.3.3

Ruhetsfaktoren  $c_r(z)$  angir variasjon i stedsvindhastigheten på byggestedet som følge av høyden over terrenget og terrengruheten på losiden av bygget. Ruhetsfaktoren bestemmes av ligning (4.4) (7).

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{for } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (4.4)$$

$z_{min}$  er minimumshøyden definert i tabell 4.1

$z_{max}$  settes lik 200 m

$z_0$  er ruhetslengden som bestemmes fra tabell 4.1 – Terrengkategorier.

$k_r$  er terrengruhetsfaktoren avhengig av ruhetslengden, og beregnes ut ifra ligning (4.5).

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \quad (4.5)$$

$z_{0,II} = 0,05\text{m}$  (terrengkategori II fra tabell 4.1)

Vindkasthastighetstrykket  $q_p(z)$  er definert som største hastigheten i vindkastene, gitt i ligning (4.8) (7).

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad (4.8)$$

$\rho$  er lufttettheten, settes til  $1,25 \text{ kg/m}^3$

$c_e(z)$  er eksponeringsfaktoren gitt i ligning (4.9) eller gitt i figur 4.2 i standarden.

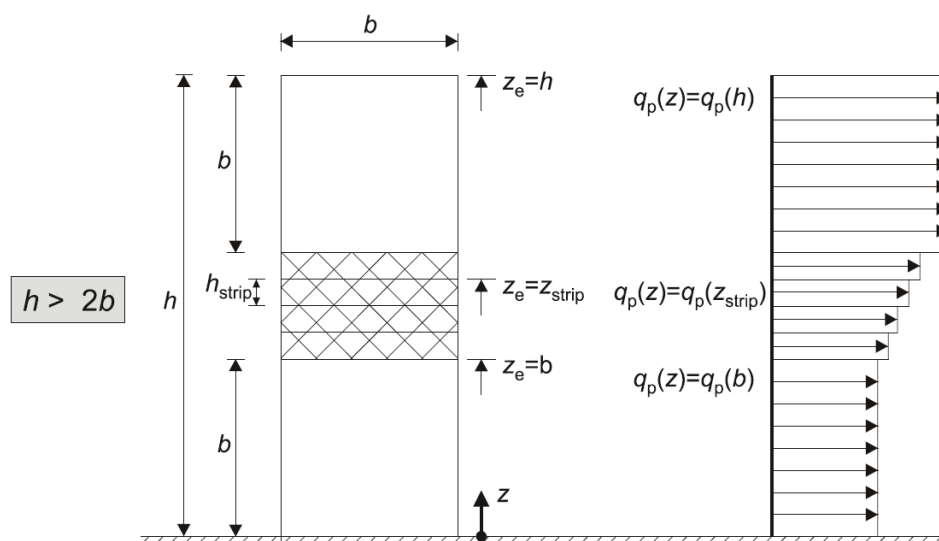
$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad (4.9)$$

$q_b$  er basisvindhastigheten gitt i ligning (4.10)

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (4.10)$$

I videre beregninger skal det ses på lastfordeling på konstruksjonen ut fra topphastighetstrykket,  $q_p(z)$ .

Topphastighetstrykket vil øke med høyden og figur 3.1.4-1 viser lastfordelingen til en konstruksjon med høyde større enn to ganger bredde.



Figur 3.1.4-1 Referansehøyde, hentet fra NS-EN 1994-1-4 Vindlaster, fig. 7.4 (7)

Punkt 5.3(1) i NS-EN 1991-1-4. Vindkreftene for hele konstruksjonen eller en konstruksjonsdel bestemmes:

- Ved å beregne kreftene ved bruk av kraftfaktorer (2) eller
- Ved å beregne krefter fra overflatetrykk (3)

For å kunne bestemme vindlasten som virker på konstruksjonen beregnes den totale vindlasten  $F_w$  fra begge metodene, og det mest ugunstige vindlasten velges.

Den totale vindkraften  $F_w$  som virker på en konstruksjon eller en konstruksjonsdel, kan bestemmes direkte ved å bruke ligning (5.3).

$$F_w = c_s \cdot c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} \quad (5.3)$$

$c_s \cdot c_d$  er konstruksjonsfaktoren som tar hensyn til vindpåvirkninger fra ikke-samtidige vindkasthastighetstrykk på overflaten ( $c_s$ ) og svingninger i konstruksjonen som følge av turbulens ( $c_d$ ) (7). Settes her lik 1,0.

$c_f$  er kraftfaktor for konstruksjonen, bestemmes ved ligning (7.13)

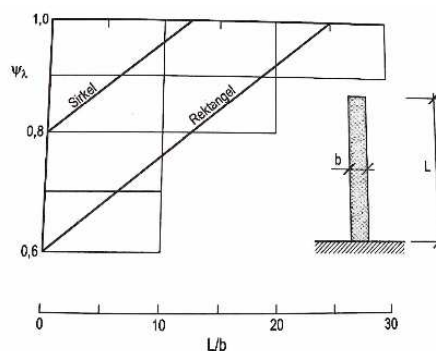
$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda \quad (7.13)$$

$c_{f,0}$  kraftfaktoren for konstruksjonsdeler uten fri omstrømning ved endene, leses av på tabell 7.11. For pentagon settes denne lik 1,8 (7).

$\psi_\lambda$  er endeeffekt faktoren som tar hensyn til vindlekkasjer og reduserer hastighetstrykket, denne verdien bestemmes ut ifra figur 3.27 i

Konstruksjonsteknikk. Tabellen gir verdien 0,73 (8).

$A_{ref}$  er referansearealet til konstruksjonen eller konstruksjonsdelen som blir utsatt for vindlast. Konstruksjonen modelleres i FK som en plate- og skivemodell, og den totale lasten settes på som en flatelast.



Figur 3.1.4-2 Endeeffekt, hentet fra Konstruksjonsteknikk, fig 3.27 (8)

Den totale vindlasten  $F_w$  vil også kunne beregnes ut ifra ligning (5.5). Her vil vindkreftene som virker på de utvendige overflatene i konstruksjonen bestemmes ved summering av kreftene.

$$F_{w,e} = c_s c_d \sum w_e \cdot A_{ref} \quad (5.5)$$

De innvendige flatene i konstruksjonen vil også få trykk eller sug, totale vindlasten  $F_{w,i}$  summeres i ligning (5.6).

$$F_{w,i} = \sum w_i \cdot A_{ref} \quad (5.6)$$

$c_s c_d$  er konstruksjonsfaktoren

$w_e$  er det utvendige trykket for den enkelte overflaten, beregnes i ligning (5.1)

$w_i$  er det innvendige trykket for den enkelte overflaten, beregnes i ligning (5.2)

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (5.1)$$

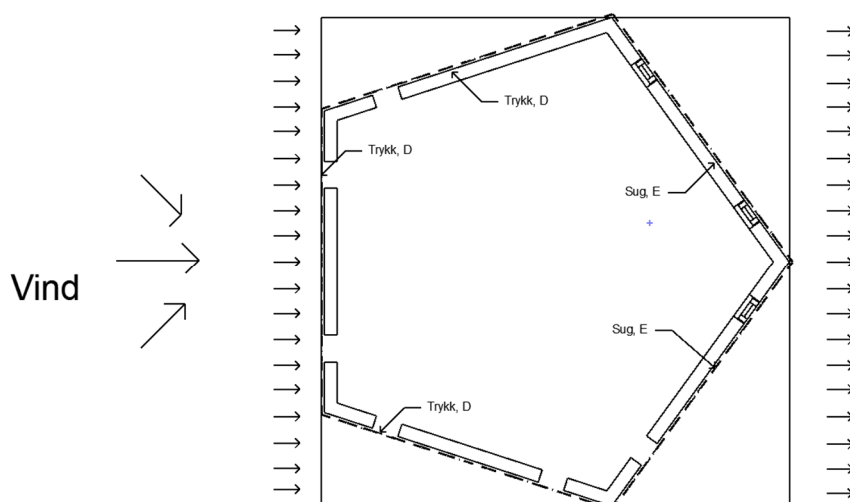
$$w_i = q_p(z_e) \cdot c_{pi} \quad (5.2)$$

$c_{pe}$  er formfaktoren for det utvendige trykket

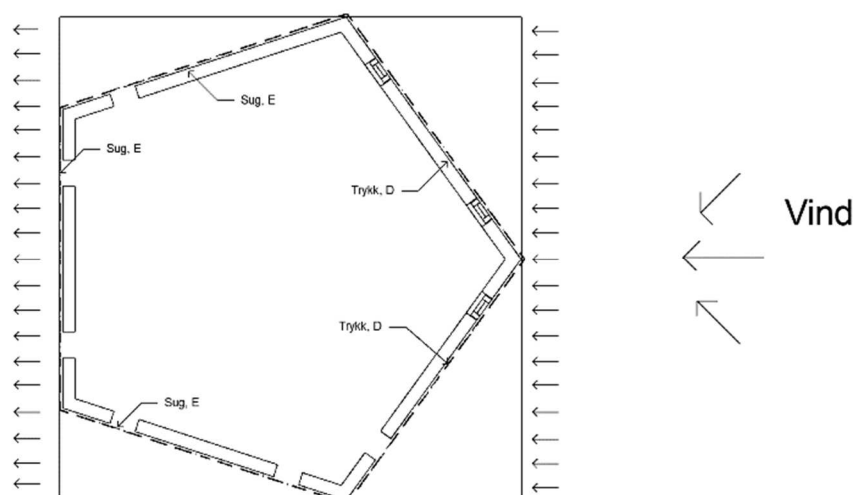
$c_{pi}$  er formfaktoren for det innvendige trykket



En konservativ antagelse er å se på pentagonet som et rektangel, da standarden ikke tar for seg pentagonform i beregningsmetoden. Det vil kunne oppstå to ulike tilfeller, begge vist i figurene 3.1.4-3 og 3.1.4-4. Det mest ugunstigste tilfellet vil bli gått videre med.



Figur 3.1.4-3 Skisse tilfelle 1 utvendig trykk/sug forårsaket vindlast



Figur 3.1.4-4 Skisse tilfelle 2 utvendig trykk/sug forårsaket vindlast

Utvendige formfaktorer,  $C_{pe}$ , for veggene utsatt for trykk og strekk hentes ut fra tabell 7.1 i NS-EN 1991-1-4.

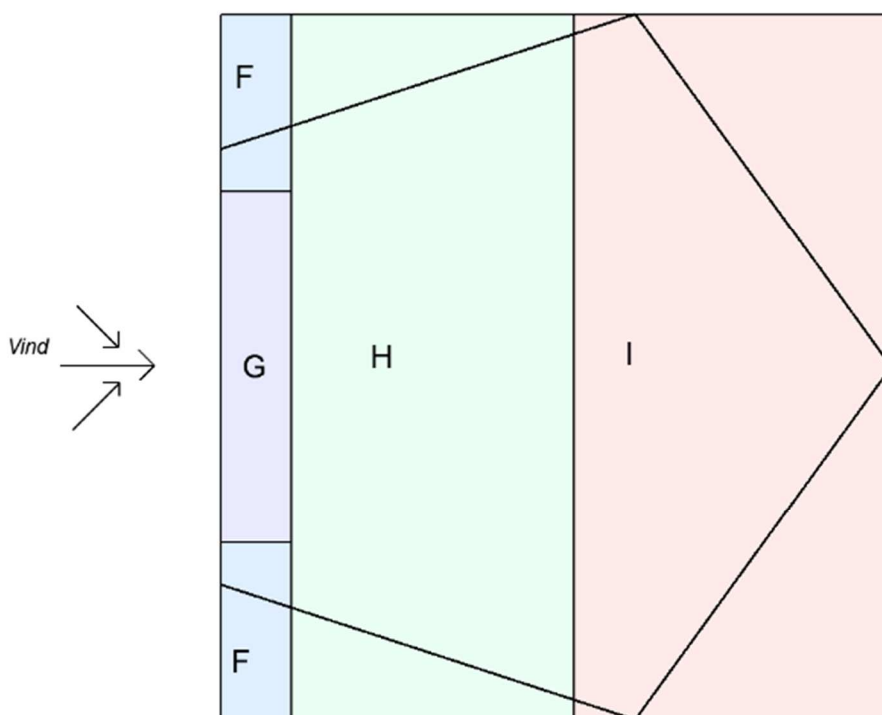
Innvendige formfaktorer bestemmes ut fra merknad 2 i kapittel 7.2.9(6). Der settes  $c_{pi}$  lik det som gir ugunstigst tilfelle av +0.2 og -0.3.

Den kombinasjonen av utvendig- og innvendig trykk som gir størst total vindkraft, er den lastkombinasjonen som vil bli benyttet i dimensjoneringen. De ulike lastkombinasjonene vil bli kjørt gjennom en lastanalyse i Focus Konstruksjon for å finne mest ugunstig tilfelle.

Taket på konstruksjonen har et takutstikk på 1,5 meter for å dekke balkongen. Dette takutstikket er vindutsatt og for å beregne løftet som oppstår på grunn av vindkreftene tas det utgangspunkt i punkt 7.2.1(3) i standarden.

«For takutspring er trykket på undersiden av takframspringet lik trykket for sonen på den vertikale veggen ved takframspringet. Trykket på oversiden av takframspringet er lik trykket for sonen som er definert for taket.» ifølge punkt 7.2.1(3) i NS-EN1991-1-4 (7)

Trykk på tak beregnes etter punkt 7.2.3, for rektangulære bygninger. Deretter brukes disse verdiene til å gjøre en tilnærming til soner på det femkantede taket, som vist på figur 3.1.4-5 med utgangspunkt i figur 7.6 i NS-EN 1991-1-4.



Figur 3.1.4-5 Skisse oversikt over inndeling trykksoner tak

### 3.1.5 Snølast

I dette kapitlet skal det beregnes snølast på tak ut ifra NS-EN 1991-1-3 (9). I tabell NA.4.1(901) finner man den karakteristiske snølasten på mark,  $S_{k.0}$  for alle Norges kommuner.

Atnsjøen ligger 701 moh og den karakteristiske snølasten må korrigeres da høydegrensen er satt til 450 moh.  $S_k$  korrigeres etter punkt NA.4.1(1) i standarden.

Dersom  $H > H_g$  bestemmes;

$$S_k = S_{k.0} + n \cdot \Delta S_k$$

$\Delta S_k$  for hver kommune er gitt i tabell NA.4.1(901)

$n = (H - H_g)/100$ , der n rundes opp til nærmeste heltall

Dersom  $S_k > S_{k,maks}$  settes  $S_k = S_{k,maks}$

Karakteristisk snølast på tak, S, skal bestemmes etter ligning (5.1) for vedvarende eller forbigående dimensjonerende situasjoner. (9)

$$S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k \quad (5.1)$$

$\mu_i$  er snølastens formfaktor, for flatt tak anbefales verdien 0,8 gitt i tabell 5.2

$C_e$  er eksponeringskoeffisienten som for vindutsatte konstruksjoner settes lik 0,8 gitt i tabell 5.1

$C_t$  er den termiske koeffisienten, avhenger av varmegjennomgangsevnen til taket, settes her lik 1,0 etter punkt 5.2(8)

## 3.2 Focus Konstruksjon

### 3.2.1 Verifisering av modell

#### **Kontroll av egenlast:**

Egenlastene for hvert konstruksjonselement i modellen summeres og kontrolleres ved å sammenligne med opplagerkreftene som lastanalysen i Focus Konstruksjon gir. Analysen kjøres med kun egenlast og uten lastfaktorer.

Summering av total egenlast skjer ved å summere egenlasten til hver konstruksjonsdel og multiplisere med antallet av hvert element:

$$P_{\text{tot}} = P_{\text{plate}} + P_{\text{tak}} + P_{\text{skive}} + P_{\text{innveregg}} + P_{\text{stav.D}} + P_{\text{stav.H}} + P_{\text{svill}} + P_{\text{stender}} + P_{\text{plate.b}} + P_{\text{søyle}}$$

Summering av reaksjonskrefter skjer ved avlesning i Focus Konstruksjon:

$$R_{\text{tot}} = R_{\text{søyle.1}} + R_{\text{søyle.2}} + R_{\text{søyle.3}} + R_{\text{søyle.4}} + R_{\text{søyle.5}} + R_{\text{plate.1}} + R_{\text{plate.2}} + R_{\text{plate.3}} + R_{\text{plate.4}} + R_{\text{plate.5}}$$

#### **Nedbøyning takplate:**

Takplaten kategoriseres som en toveis plate, og lastene påføres vinkelrett på elementet.

Forenkling i håndberegning vil være å bruke bjelketeori til videre beregning og sammenligne resultatet med kontrollen i Focus Konstruksjon. Det antas at bjelketeori gir god nok nøyaktighet i denne oppgaven, og vil gi et mer konservativt resultat. Forskjellen vil gi et avvik, men et reelt resultat vil bli godtatt.

Som utgangspunkt for nedbøyningen antas takutstikket som en utkragerbjelke. Tabell 3.3 i Stålkonstruksjoner (45) angir nedbøyningsfunksjonen til en fast innspent bjelke med jevnt fordelt last.

$$w = \frac{qL^4}{8EI}$$

$w$  er nedbøyningen på enden av bjelken

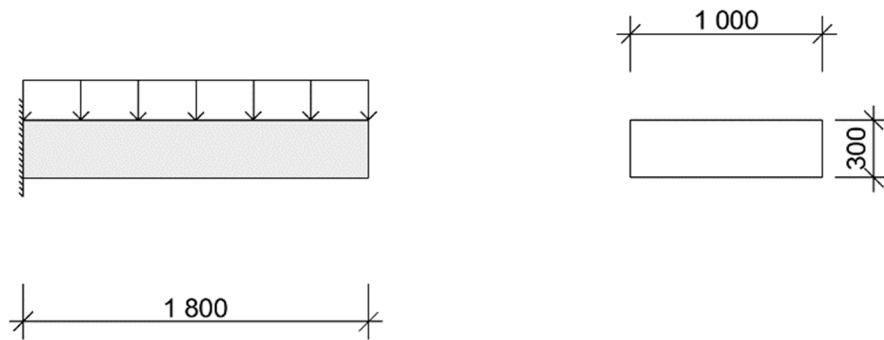
$q$  er lasten påført bjelken

$L$  er lengden til bjelken

$E$  er elastisitetsmodulen til bjelken, gitt i tabell fra Splitkon teknisk godkjenning

I er bjelkens 2. arealmoment,  $I = \frac{1}{12}bh^3$

Nedbøyningen gitt fra bjelketeori sammenlignes dermed med nedbøyning fra lastanalyse i Focus Konstruksjon. Avviket regnes ut og det vil bli foretatt en vurdering om avviket er akseptabelt.



Figur 3.2.1-1 Skisse for beregning av nedbøyning takplate ved bruk av bjelketeori

### 3.2.2 Linearisert knekningsanalyse

Det vil bli kjørt en linearisert knekningsanalyse i Focus Konstruksjon for hver lastkombinasjon i brudd- og bruksgrensetilstand. Slik kontrolleres hver lastkombinasjon for systemknekning av konstruksjonen. FK etablerer 10 bruddformer og beregner knekningsfaktor  $\lambda$  for hver bruddform. Det vil foregå knekking i en konstruksjon dersom faktoren er mindre enn  $\bar{\tau}1,0$ . Resultater vises i tabellform som visuelt kontrolleres. (14)

### 3.2.3 Lineær lastanalyse

Lineær lastanalyse kjøres for alle lastkombinasjoner i brudd- og bruksgrensetilstand.

Uavhengig av lastkombinasjon presenterer Focus Konstruksjon automatisk de største kreftene som oppstår i konstruksjonen i en visuell 3D modell. Her kan det genereres ulike kraftdiagrammer og et visningsdiagram for forskyvning.

Resultater fra alle lastkombinasjoner kan hentes ut fra programmet og vises som tabeller i Excel. Disse tabellene organiseres etter hvilke konstruksjonselementer en ønsker å se resultater for. For eksempel blir tabellen «Summerte skallkantkrefter per lastkombinasjon» brukt flittig i beregninger tilknyttet forbindelser.

Etter den lineære lastanalysen kjøres en automatisk kapasitetskontroll etter gjeldende standarder for stål- og trekonstruksjoner. Kapasitetskontrollen kjøres for å kontrollere kritiske punkter på konstruksjonen og for å kunne lese av største krefter konstruksjonen blir utsatt for ved ugunstigst lastkombinasjon. Kreftene i punktet eller konstruksjonsdelen som skal kontrolleres avleses her.

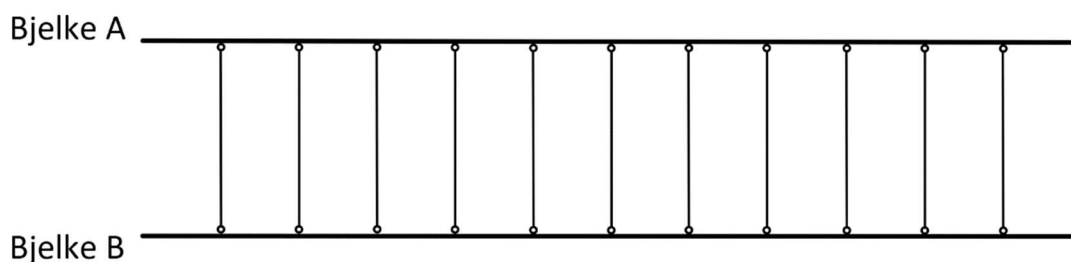
Maksimal forskyvning i toppen av konstruksjonen for verst lasttilfelle leses av i resultatet fra den lineære lastanalysen. Resultatet sammenlignes med bruksgrensekrav gitt for maksimal forskyvning. Brukskravet anbefalt av Sweco, som er anvendt i Mjøstårnet og Treet i Bergen, er satt til  $L/500$  og vil også benyttes som et maksimalt krav i bruksgrensetilstand i denne oppgaven.

### 3.3 Beregningsmetoder

#### 3.3.1 Massivtreelementer

Skjæranalogimetoden går ut på å betrakte et massivtreelement som to virtuelle bjelker, bjelke A og bjelke B, koblet sammen med et uendelig antall stive staver, vist i figur 3.3.1-1.

Deformasjon og nedbøyning fra ytre påførte laster antas da å være lik,  $u_A = u_B$ , på grunn av denne stavkoblingen. Det tas hensyn til sjiktetes ulike E-moduler ved beregning av styrke og stivhet for krysslagte massivtreelementer. Sjikt som ligger 90 grader i forhold til hovedretning, lengderetning, vil gi lite bidrag til total styrke og stivhet. Dette fordi det er stor forskjell på  $E_0$ -modul og  $E_{90}$ -modul for fasthetsklassene til trevirke. For sjikt i lengderetning brukes verdien  $E_0$  og for sjikt på tvers av lengderetning brukes verdien  $E_{90}$  for beregning av styrke- og stivhetsegenskapene. For beregning av skjærmodul brukes  $G_{\text{mean}}$  for sjikt i lengderetning, mens  $G_R$ , rulleskjær-verdi, brukes for sjikt i tverretning. (17)



Figur 3.3.1-1 Skisse av virtuelle bjelker i skjæranalogimetoden

Bjelke A representerer den totale bøyestivheten i elementet og er summen av bøyestivheten til alle sjikt. Den har i tillegg tildelt uendelig stor skjærstivhet på grunn av manglende statisk samvirke mellom de ulike sjiktene. Bjelke A har følgende total bøyestivhet og skjærstivhet, gjengitt etter (17).

$$(EI)_A = \sum_1^n E_i \cdot I_i = \frac{b}{12} \cdot \sum_1^n E_i \cdot d_i^3$$

$$(GA)_A = \infty$$

$(EI)_A$  er total bøyestivhet for bjelke A

$(GA)_A$  er den uendelige skjærstivheten for bjelke A

$E_i$  er elastisitetsmodul, E-modul, for sjikt  $i$ . Denne blir styrt av valgt fasthetsklasse for sjikt  $i$ .

$I_i$  er arealtreghetsmoment til sjikt  $i$

$d_i$  er tykkelsen til sjikt  $i$

$b$  er element bredden, her satt til 1000mm

Bjelke B karakteriseres som summen av «steinerandelen» til de forskjellige sjiktene, da det regnes med statisk samvirke. Bjelke B gir også et bidrag til skjærstivhet i elementet, gjengitt etter (17).

$$(EI)_B = \sum_1^n E_i \cdot A_i \cdot z_i^2 = b \cdot \sum_1^n E_i \cdot d_i \cdot z_i^2$$

$A_i$  er tverrsnittsareal til sjikt  $i$

$z_i$  er avstand fra sjikt  $i$  sitt tyngdepunkt og til nøytralaksen i elementtverrsnittet

$$(GA)_B = a^2 \cdot \left[ \frac{1}{\sum_{i=1}^{n-1} \frac{1}{c_i} + \frac{d_1}{2 \cdot G_1 \cdot b} + \sum_{i=2}^{n-1} \frac{d_i}{G_i \cdot b} + \frac{d_n}{2 \cdot G_n \cdot b}} \right]$$

$(GA)_B$  er bjelke B sin skjærstivhet

$a$  er total tykkelse på elementet minus ytterste sjikts tykkelse

$c_i$  er en faktor for mekanisk forbindelse mellom lamellene. Settes lik 1,0 pga limte lameller.

$G_i$  er skjærmodul for sjikt  $i$

$d_1$  er tykkelse til langsgående yttersjikt

Total effektiv bøyestivhet for elementet bli da summen av bøyestivheten til bjelke A og bjelke B (17).

$$(EI)_{eff} = (EI)_A + (EI)_B = \frac{b}{12} \cdot \sum_1^n E_i \cdot d_i^3 + b \cdot \sum_1^n E_i \cdot d_i \cdot z_i^2$$



Elementets effektive E-modul finnes ved å dele total effektiv bøyestivhet med arealtreghetsmoment til tilsvarende heltretverrsnitt (17).

$$E_{element} = \frac{(EI)_{eff}}{\frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3}$$

Der  $h^3$  er lik total tykkelse på massivtreelementet.

Effektiv skjærmodul til elementet finnes ved å dele bjelke B sin skjærstivhet med areal til tilsvarende heltretverrsnitt, der a er redusert med ytterste sjikts tykkelse (17).

$$G_{element} = \frac{(GA)_B}{a \cdot b}$$

### 3.3.2 Innvendige søyler

Beregninger for kapasitetskontroll følger beregningsmetode gitt i NS-EN 1995-1-1 (18).

Aksialkraft  $N_{Ed}$  blir tatt fra modellen i FK og er kraften fra verste lastkombinasjon for de innvendige søyler.

Punkt 6.1.4 benyttes til å kontrollere trykkapasiteten til søylen. Her benyttes ligning (6.2).

$$\sigma_{c.0.d} \leq f_{c.0.d} \quad (6.2)$$

$\sigma_{c.0.d} = \frac{N_{Ed}}{A}$  er dimensjonerende trykkspenning i fiberretningen

$f_{c.0.d}$  er dimensjonerende trykkfasthet i fiberretningen

Dersom likning (6.2) er oppfylt er trykkapasiteten i fiberretningen ok.

Videre sjekkes stabiliteten til søylen gjennom Eurokode 5 punkt 6.3. Her skal søylen kontrolleres for knekking.

Ligning (6.23) og (6.24) skal her være oppfylt for å unngå knekking.

$$\frac{\sigma_{c.0.d}}{k_{c,y} + f_{c.0.d}} + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \leq 1 \quad (6.23)$$

$$\frac{\sigma_{c.0.d}}{k_{c,y} + f_{c.0.d}} + k_m \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \leq 1 \quad (6.24)$$

Søylens tverrsnitt er rektangulært, da vil sterk og svak akse, y og z akse, bli tilsvarende. Videre vil kun ligning (6.23) bli sjekket.

Ligning (6.23) og (6.24) tar hensyn til kombinert aksial- og bøyspenninger som opptrer i søylen. I dette tilfellet vil ikke søylene bli utsatt for bøyning, og disse leddene sløyfes derfor i videre utregninger.

For å bestemme  $k_{c,y}$  benyttes ligning (6.25) nedenfor.

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} \quad (6.25)$$

$$k_y = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2) \quad (6.27)$$

$\beta_c = 0,1$  for limtre, bestemmes ut ifra ligning (6.29)

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad (6.21)$$

$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y}$  og  $\lambda_{rel,y}$  er slankhetstallene som tilsvarer bøyning om y-aksen

$L_{ky}$  er søylens kneklengde om y-akse

$i_y = \frac{h}{\sqrt{12}}$  er arealtrehetsradius gitt fra tabell 2.1 i Stålkonstruksjoner (45)

Dersom ligning (6.23) og (6.24) er oppfylt vil det ikke foregå knekking av søylen.

### 3.3.3 Veggplater

Veggplatenes kapasitet kontrolleres etter NS-EN 1995-1-1 (18) og The CLT Handbook (2).

Dersom massivtreplater har et rektangulært forhold og blir utsatt for en last med klar hovedretning, kan de som oftest sees på som en bjelke (2).

Platens oppbygging i et utsnitt på 1x1m vises i figur 2.13-1. Videre i beregningene vil platen kontrolleres for hver meter utsnitt av platen. Oppbyggingen av platen danner utgangspunktet for videre beregninger.

Andre arealmomentet  $I$  beregnes ut fra formler gitt nedenfor, her tas det hensyn til de tvers- og langsliggende lagene massivtreelementene er satt sammen av. Figur 2.13-1 viser retning og dimensjoner av lagene,  $t_3$  og  $t_5$  ligger langs y-aksen og resterende langs x-aksen.

Netto andre arealmoment om y-akse,  $I_{x.net}$  uttrykkes med formelen fra tabell 3.9 (2) nedenfor:

$$I_{x.net} = \sum_{i=1}^7 \frac{E_{ix}}{E_{ref}} \cdot \frac{b_x t_i}{12} + \sum_{i=1}^7 \frac{E_{ix}}{E_{ref}} \cdot b_x t_i a_i^2$$

$b_x$  er platens lengde i x-retning.

$t_i$  er tykkelse av lag  $i$  i x-retning, lag 3 og 5 må derfor her settes lik 0.

$a_i$  er armen fra sentrum i lag  $i$  til platens sentrum.

$E_{ix}$  er elastisitetsmodulen til hvert sjikt, det tas hensyn til da sjiktene i massivtreet er bygd opp av ulike kvaliteter

$E_{ref}$  er den samlede elastisitetsmodulen til tverrsnittet

Tilsvarende gjøres for andre arealmoment om x-aksen,  $I_{y.net}$ . Her beregnes lagene i y-retning.

Lag 1,2,4,6 og 7 må her settes lik 0. Ligningen nedenfor er fra tabell 3.9 (2).

$$I_{y.net} = \sum_{i=1}^7 \frac{E_{iy}}{E_{ref}} \cdot \frac{b_x t_i}{12} + \sum_{i=1}^7 \frac{E_{iy}}{E_{ref}} \cdot b_x t_i a_i^2$$

Første arealmoment,  $S$ , for massivtreet beregnes ut fra formler gitt nedenfor.  $S_{x.net}$  benyttes til kontroll av skjærkrefter i platekant i sterk akse, x. Ligning (3.13) fra (2).

$S_{R,y.net}$  benyttes til å kontrollere rulleskjær, skjærkrefter langs platekant i svak akse, y.

Ligningen (3.16) fra (2).

$$S_{x.net} = \sum_{i=1}^{k_L} \frac{E_{ix}}{E_{ref}} \cdot b_x \cdot t_i \cdot a_i + b_x \cdot \frac{(t_k - a_k)^2}{2}$$

$k_L$  er referansen til det sjiktet som ligger langsgående nærmest senter til tverrsnittet

$t_k$  er tykkelsen til referansesjiktet

$a_k$  er avstanden fra referansesjiktets tyngdepunkt til tverrsnittets nøytralakse

$$S_{Ry.net} = \sum_{i=1}^{m_L} \frac{E_{iy}}{E_{ref}} \cdot b_y \cdot t_i \cdot a_i$$

$m_L$  er referansen til det sjiktet som ligger tversgående nærmest senter til tverrsnittet

Motstandsmomentet  $W$  beregnes ut ifra  $I_{net}$ , fra formlene i tabell 3.9 (2):

$$W_{x.net} = \frac{2 \cdot I_{x.net}}{h_{CLT}}$$

$$W_{y.net} = \frac{2 \cdot I_{y.net}}{h_{CLT}}$$

$h_{CLT}$  er totalhøyden av platen, 300mm.

Netto areal av x og y sidene av platen uttrykkes ved formlene under, fra tabell 3.9 (2):

$$A_{x.net} = b_x h_x$$

$$A_{y.net} = b_y h_y$$

$h_x$  er høyden av lagene i x-retning.  $h_x = h_{CLT} - t_3 - t_5$

$h_y$  er høyden av lagene i y-retning.  $h_y = h_{CLT} - t_1 - t_2 - t_4 - t_6 - t_7$

Platene sjekkes deretter for kapasitet mot bøyning og aksialspenninger.

Kapasiteten til veggplatene kontrolleres deretter etter kapittel 6.2 i NS-EN 1995-1-1 (18).

På grunn av ulike lastkombinasjoner blir platene utsatt for både trykk og strekk,  $N_{Ed,x}$ , i fiberretning og et moment om y-aksen,  $M_{Ed,y}$ . Begge tilfellene kontrolleres nedenfor.

Kombinert bøyning og aksialt strekk utføres etter formel (6.17) og (6.18) gitt i 6.2.3.

$K_m$  er gitt i 6.1.6(2) og settes lik 1,0.

Kun bøyning om y-akse gir en forenkling av de to formlene (6.17) og (6.18) og er gitt nedenfor.

$$\frac{\sigma_{tdx}}{f_{tdx}} + \frac{\sigma_{myd}}{f_{myd}} \leq 1,0$$

$\sigma_{tdx} = \frac{N_{Ed,x}}{A_{x.net}}$  er den dimensjonerende strekkspenningen i fiberretningen

$\sigma_{myd} = \frac{M_{Ed,y}}{W_x}$  er dimensjonerende bøyepeningen som oppstår om sterk akse

$f_{tdx}$  er den dimensjonerende strekkfastheten i platen

$f_{myd}$  er dimensjonerende bøyefasthet om sterk akse

Kombinert bøyning og aksialt trykk utføres etter formel (6.19) og (6.20) gitt i punkt 6.2.4.

Forenkling av formlene er gitt i formel under, som brukes til å kontrollere tverrsnittets kapasitet. Forenklingene er gjort da tverrsnittet er kvadratisk og knekk lengde om x og y akse er lik.

$$\left(\frac{\sigma_{cxd}}{f_{cxd}}\right)^2 + \frac{\sigma_{myd}}{f_{myd}} \leq 1,0$$

$\sigma_{cxd} = \frac{N_{Ed,x}}{A_{x,net}}$  er den dimensjonerte trykkspenningen i fiberretningen

$f_{cxd}$  er den dimensjonerende trykkfastheten i platen, hentet fra Sintefs tekniske godkjenning (19).

Deretter kontrolleres platen for skjærspenninger etter formler gitt i The CLT Handbook (2).

$$\tau_{v,xz,d} = \frac{S_{x,net} \cdot V_{xz,d}}{I_{x,net} \cdot b_x} \leq f_{v,xz,d} \quad (3.55)$$

$\tau_{v,xz,d}$  skjærspenning i xz-planet

$V_{xz,d}$  er skjærkraften i xz-planet, hentes ut fra Focus Konstruksjon

$f_{v,xz,d}$  er den dimensjonerende skjærkapasiteten til tverrsnittet, hentet fra tabell til Splitkon

Kontroll av rulleskjær som oppstår langs kanten i svak retning, sjekkes ved formelen gitt nedenfor.

$$\tau_{Rv,yz,d} = \frac{S_{Ry,net} \cdot V_{yz,d}}{I_{y,net} \cdot b_y} \leq f_{v,yz,d} \quad (3.56)$$

$\tau_{Rv,yz,d}$  er skjærspenning i yz-planet

$V_{yz,d}$  er skjærkraften i yz-planet, hentes ut fra Focus Konstruksjon

$f_{v,yz,d}$  er den dimensjonerende skjærkapasiteten til tverrsnittet, hentet fra tabell til Splitkon

Skjærkontroll langs platekanten, i xy-planet, kontrolleres ved formlene gitt nedenfor.

$$\tau_{v.xy.d} = \frac{N_{xy.d}}{A_{x.net}} \leq f_{v.xy.d} \quad (3.57)$$

$$\tau_{v.yx.d} = \frac{N_{yx.d}}{A_{y.net}} \leq f_{v.yx.d} \quad (3.58)$$

$f_{v.yx.d}$  og  $f_{v.xy.d}$  er skjærkapasiteten langsgående til tverrsnittet, hentes ut ifra tabell 3.6 i den svenske håndboken, etter oppfordring fra Splitkon.

### 3.3.4 Etasjeskiller

Det vil ikke utføres kapasitetskontroller for etasjeskilleren. Dekket blir utsatt for skivekrefter, langs lengderetningen og platekrefter vinkelrett på lengderetningen, dette medfører at etasjeskilleren ikke oppfyller krav til å kunne anvende bjelketeori for kapasitetskontroll. Den geometriske formen gjør det komplisert å kunne benytte plate- og skiveteori til kontrollberegninger, og det vil derfor ikke bli gjort på grunn av tidsbegrensing. Dette diskuteres videre i 4.3.4.

### 3.3.5 Takplate

Takplaten blir utsatt for laster vinkelrett på massivtreets fiberretning, og har derfor en dominerende lastretning. Dette gir mulighet til å benytte bjelketeorien fra The CLT Handbook (2). Lik beregningsmetode som brukt i 3.3.3 for veggplater benyttes også her.

Den første løsningen for å kunne løse kapasitetsproblemene som oppstår i takplaten beregnes etter Rothoblaas tekniske datablad for VGS skruer. (20).

Skjærkapasitet for platen beregnes etter ligning nedenfor. Her benyttes beregninger for bjelketeori da det gjøres forenklinger til å også kunne bruke dette for plate.

$$\tau_d \leq f_{c.90.d}$$

$\tau_d = \frac{1.5 \cdot F_{v.Rd}}{B \cdot H}$  er skjærspenning i platen

$F_{v.Rd}$  er skjærkraften som oppstår i takplaten

$B$  er bredde på opplager, søyle

$H$  er høyde på takplate

$f_{c,90,d}$  er trykkapasitet i platens lokale z-retning

Dersom skjærkapasiteten overskrides er det behov for skjærarmering

Velger å benytte VGS skruer som skjærarmering, dimensjon VGS9200. Der ligningen nedenfor må være oppfylt for at kapasiteten er ok.

$$F_{c,90,Rd} \leq R_{c,90,Rd}$$

$$R_{c,90,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} k_{c,90} \cdot B \cdot l_{ef,1} \cdot f_{c,90,d} + n \cdot R_{ax,Rd} \\ B \cdot l_{ef,2} \cdot f_{c,90,d} \end{array} \right. \text{er ny skjærkapasitet for takplaten}$$

$k_{c,90}$  finnes i punkt 6.1.5(4) i Eurokode 5

$$l_{ef,1} = L_a + a + 30$$

$$l_{ef,2} = L + (n_0 - 1) \cdot a_1 + \min(a_{1,CG}, L)$$

$$R_{ax,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{R_{ax,90,Rk} \cdot k_{mod}}{\gamma_m} \\ \frac{R_{ki,k}}{\gamma_{m1}} \end{array} \right. \text{er uttrekkskapasitet for skruene}$$

$R_{ax,90,Rk}$  er karakteristisk uttrekkskapasitet for valgt dimensjon for skruer

$R_{ki,k}$  er karakteristisk kapasitet for stålet for valgt dimensjon for skruer

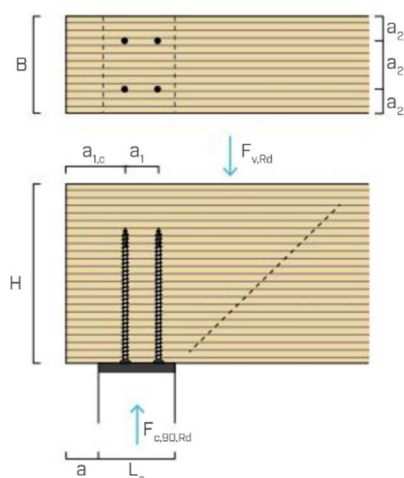
$F_{c,90,Rd}$  er opplagerkraften fra søylen til takplaten

$n$  er antall skruer, der  $n_0$  er antall langs fiberretningen og  $n_{90}$  er på tvers av fiberretningen

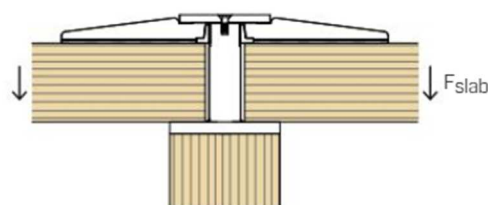
Figur 3.3.5-1 viser avstander og verdier som anvendes i beregningen.

Skruer som blir benyttet til kraftfordeling og forsterkning på oversiden av platen beregnes ikke, på grunn av gitt tidsramme.

Det kan også benyttes Spider-løsningen for å forsterke takplatens kapasitet. Spideren dimensjoneres ikke i dette tilfellet. Figur 3.3.5-2 viser hvordan Spideren vil monteres til takplaten.



Figur 3.3.5-1 Avstander og verdier for beregning skjærskruer, Rothoblaas produktblad. (20)



Figur 3.3.5-2 Montering Spider søyle mot takplate, Rothoblaas produktblad. (20)

### 3.3.6 Stenderverk

Stenderverket kontrolleres etter den størst belastede søylen gitt fra kapasitetskontrollen i Focus Konstruksjon. Søylen dimensjoneres som bjelkesøyle etter punkt 6.2.4 i NS-EN 1995-1-1 (18). Ligningene (6.19) og (6.20) gitt nedenfor må være oppfylt.

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1,0 \quad (6.19)$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1,0 \quad (6.20)$$

Da søyletverrsnittet er kvadratisk og  $k_m = 1,0$  kan de to formlene forenkles til en formel, som vist nedenfor.

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1,0$$

De påførte kreftene  $N_{Ed,z}$ ,  $M_{Ed,y}$  og  $M_{Ed,z}$  blir hentet ut fra Focus Konstruksjon.

Dersom ligningen over er oppfylt vil tverrsnittskontrollen være ok.

Søylen utsatt for bøyning om to akser, og en trykkraft aksialt vil være utsatt for knekking.

Metode for kontroll av knekking i en bjelkesøyle er også utført under kontroll av innvendige søyler. Henviser til metode beskrevet under punkt 3.3.2.



### 3.4 Forbindelser

I perioden som denne oppgaven er blitt utarbeidet har CEN, European Committee for Standardization utarbeidet et nytt utkast til EN 1995-1-1. Den er ikke vedtatt per mai 2021, og kan derfor i prinsippet ikke benyttes til dimensjonering. Likevel har arbeidsgruppen i samsvar med intern og ekstern veileder besluttet å benytte utkastet i denne oppgaven. Dette skyldes en svært utdatert NS-EN 1995-1-1, som ikke tar for seg massivtre på lik linje med nytt utkast. Dermed vil dimensjoneringen gjort under 2.4, 3.4 og 4.4 bli foretatt etter prEN 1995-1-1 20XX. I den forbindelse vil det medføre forbehold om endringer i dimensjoneringen utført i denne oppgaven.

I beregningene nedenfor benyttes  $\alpha$ ,  $\beta$  og  $\varepsilon$  som henviser til ulike vinkler i forbindelsen. ETA og prEN 1995-1-1 er ikke entydige på hvilken gresk bokstav som tilhører hvilken vinkel. Det er derfor valgt å standardisere definisjonen av vinklene i denne oppgaven. Valgt definisjon er lik definisjonen fra prEN 1995-1-1 og lyder som følger:

$\alpha$  er vinkelen mellom last og fiberretning, i grader

$\beta$  er vinkelen mellom skrueakse og *wide face*, i grader

$\varepsilon$  er vinkelen mellom skruakse og fiberretning, i grader

#### 3.4.1 Forbindelse Spider

Spider-forbindelsen dimensjoneres etter Rothoblaas egne tekniske data hentet fra deres nettside (20).

Dimensjon for Spideren velges etter dimensjoner på søyler og etasjeskiller ut fra tabell i tekniske data.

For å kontrollere kapasiteten til Spideren må ligningene under være oppfylt.

$$\frac{F_{co.up.d}}{\min(R_{timber.up.d}, R_{tp.d}, R_{lt.d})} \leq 1.0$$

$$\frac{F_{co.up.d} + k_{sus} \cdot F_{slab.d}}{\min(R_{b.d}, R_{bp.d})} \leq 1.0$$

$$\frac{F_{co.up.d} + F_{slab.d}}{R_{timber.down.d}} \leq 1.0$$

$$R_{timber.up.d} = \frac{R_{timber.up,k} \cdot k_{mod}}{\gamma_{mT}}$$

$$R_{timber.down.d} = \frac{R_{timber.down,k} \cdot k_{mod}}{\gamma_{mT}}$$

$$R_{tp.d} = \frac{R_{tp,k}}{\gamma_{steel}}$$

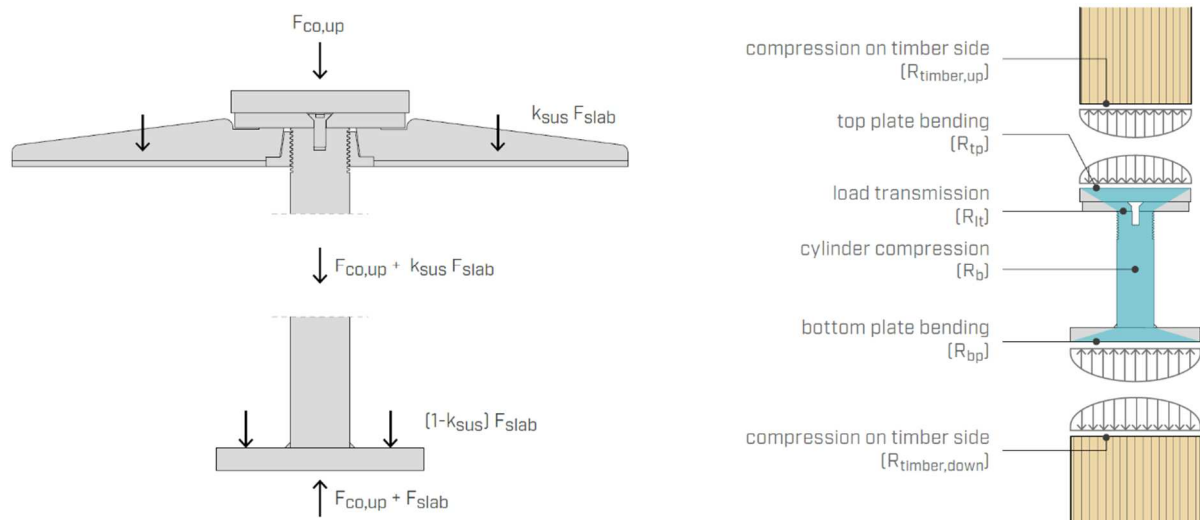
$$R_{lt.d} = \frac{R_{lt,k}}{\gamma_{steel}}$$

$$R_{b.d} = \frac{R_{b,k}}{\gamma_{steel}}$$

$$R_{bp.d} = \frac{R_{bp,k}}{\gamma_{steel}}$$

$$R_{timber.up.d} = R_{timber.down.d} = \frac{f_{ckx} \cdot A \cdot k_{mod}}{\gamma_{mT}}$$

Forklaring av kreftene ovenfor vises på figur 3.4.1-1 nedenfor. Tilhørende krefter tas ut av Focus Konstruksjon og brukes videre til dimensjoneringen. Tilhørende kapasiteter tas ut fra tabell etter valgt dimensjon på Spideren.



Figur 3.4.1-1 Kraftfordeling Spiderforbindelsen fra Rothoblaas produktblad. (20)

Dersom kapasitetsligningene er oppfylt vil dimensjoneringen være ok.

### 3.4.2 Forbindelse balkong – massivtreplater

Det vil være nødvendig å dimensjonere bolteforbindelsen mellom stålplaten og massivtreet i tillegg til å kontrollere sveisen mellom stålstaven og stålplaten. Forbindelsen dimensjoneres etter lasttilfellene hentet ut fra Focus Konstruksjon. Lastene påført hver bolt beregnes for å kunne dimensjonere forbindelsen. Dette er vist i vedlegg E.2.

Dimensjoneringen av forbindelsen stål og tre vil foregå i henhold til punkt 10.5 Bolteforbindelser i prEN 1995-1-1. (22) Gangen for dimensjoneringen vises under.

Flytemomentet,  $M_{y,Rk}$ , beregnes ut fra formel (10.30).

$$M_{y,Rk} = 0.3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2.6} \quad (10.30)$$

$f_{u,k}$  er den karakteristiske strekkfastheten til bolten

$d$  er den valgte boltens diameter

Deretter beregnes hullkantfastheten. Det tas også hensyn til laster påført i andre vinkler i forhold til fiberretning. Beregnes etter formlene nedenfor.

$$f_{hak} = \frac{f_{hok}}{k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (10.31)$$

$$f_{hok} = 0.082(1 - 0.01d)\rho_k \quad (10.32)$$

$$k_{90} = 1.35 + 0.015d \text{ for massivtre} \quad (10.33)$$

$\alpha$  er vinkelen mellom kraften og fiberretning

Boltens aksialkapasitet  $F_{ax,Rk}$  beregnes ut fra formelen gitt nedenfor, denne brukes for å kontrollere forbindelsens uttrekkskapasitet.

$$F_{ax,Rd} = \frac{\pi}{4} \cdot 3 \cdot f_{czk} \cdot (D^2 - (d + 1)^2) \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m}$$

For at uttrekkskapasiteten skal være ok må formelen nedenfor være oppfylt. Aksialbelastningen hentet ut fra FK,  $F_{x,Ed}$  må være mindre enn kapasiteten.

$$F_{x,Ed} \leq F_{ax,Rd}$$

Deretter sjekkes tverrkapasiteten til forbindelsen ved formel (10.9). Den laveste kapasiteten av formelen sjekkes deretter opp mot tilhørende laster på boltene.

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.4 f_{hak} t_1 d + taueffekt \\ 1.15 \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{hak} d} + taueffekt \end{array} \right. \quad (10.9)$$

$t_1$  er inntregningsdybden til bolten

Taueffekt hentet fra punkt 10.2.2(2)

$$taueffekt = \min \left( \frac{F_{ax.RK}}{4}; F_{v.Rk} \cdot 0.25 \right)$$

For at tverrkapasiteten til forbindelsen skal være god nok må ligningen nedenfor være godkjent.

$$F_{v.Ed} \leq F_{v.Rd}$$

For å bestemme mål på stålplaten kontrolleres avstandsmål ut fra tabell 10.4. Avstandsmål kontrolleres også etter NS-EN 1993-1-8, tabell 3.3, men kontrollerer her etter prEN 1995-1-1 da dette gir strengest krav.

$$a_1 = (4 + |\cos\alpha|)d \text{ i fiberretningen}$$

$$a_2 = 4d \text{ vinkelrett på fiberretningen}$$

$$a_{3,t} = \max(7d, 80mm) \text{ belastet ende}$$

$$a_{4,t} = \max((2 + 2\sin\alpha)d, 3d) \text{ belastet kant}$$

$$a_{4,c} = 3d \text{ ubelastet kant}$$

Sveiseforbindelsen dimensjoneres etter NS-EN 1993-1-8 etter forenklet metode gitt i 4.5.3.3 (27). Lastene påført sveisen hentes ut fra Focus Konstruksjon. Ligning (4.2) må være oppfylt for at sveisen skal tåle de påførte lastene.

$$F_{w.Ed} \leq F_{w.Rd} \quad (4.2)$$

$$F_{w,Rd} = f_{vw.d} \cdot a \quad (4.3)$$

$$f_{vw.d} = \frac{f_u/\sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}} \quad (4.4)$$

$$F_{w.Ed} = \sqrt{(q_w^N + q_w^M)^2 + (q_w^V + q_w^T)^2}$$

$$q_w^N = \frac{N}{l_w \cdot 4}$$

$$q_w^V = \frac{V}{l_w \cdot 2}$$

$a$  er effektivt halsmål

$f_u$  er strekkfasthet i den svakeste delen i forbindelsen

$\beta_w$  er korrelasjonsfaktor i tabell 6.2 i Stålkonstruksjoner (45).

### 3.4.3 Forbindelse konstruksjon – fundament

Forbindelsene mellom konstruksjonen og betongfundamentet dimensjoneres etter tekniske blad fra Rothoblaas for de valgte løsningene (20).

For forbindelsene mellom massivtreplatene og betongfundamentet benyttes WHT plate C og TITAN plate C.

WHT plate C benyttes som løsning for å ta opp vertikale krefter, trykk og strekk i bunnen av konstruksjonen. Dimensjonerende laster hentes fra lastanalyse i FK for den verste lastkombinasjonen.

Dimensjonen på WHT plate C velges etter tabellverdier, og leser av karakteristiske kapasiteter for gitt dimensjon. Dimensjonerende kapasitet  $R_d$  er gitt etter formelen nedenfor.

$$R_{d,min} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{R_{k,timber} \text{ eller } R_{k,CLT} \cdot k_{mod}}{\gamma_m} \\ \frac{R_{k,steel}}{\gamma_{steel}} \\ R_{d,concrete} \end{array} \right.$$

$R_{k,CLT}$  og  $R_{k,timber}$  er kapasiteten til forbindelsene til treet, her brukes  $R_{k,CLT}$  for massivtre

$R_{k,steel}$  er kapasiteten til selve forbindelsen

$R_{d,concrete}$  er kapasiteten til forbindelsene til betongfundamentet

$\gamma_{steel} = \gamma_{M2}$  i dette tilfellet

Dimensjonerende kapasitet sammenlignes dermed med dimensjonerende laster i vertikal retning, og dimensjon på forbindelsen og antall forbindelser bestemmes deretter.

Dimensjon på TITAN plate C bestemmes etter tabellverdier og dimensjonerende kapasitet bestemmes etter formel gitt under.

$$R_{d,min} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{R_{k,timber} \text{ eller } R_{k,CLT} \cdot k_{mod}}{\gamma_m} \\ \frac{R_{k,steel}}{\gamma_{steel}} \\ R_{d,concrete} \end{array} \right.$$

Dimensjonerende kapasitet sammenlignes med dimensjonerende laster i horisontal retning, og dimensjon på forbindelsen og antall forbindelser bestemmes deretter.

For de innvendige søylene benyttes XS10 for forbindelse med betongfundamentet. Den dimensjonerende kapasiteten til forbindelsen beregnes etter formelen nedenfor.

$$R_d = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{R_{i,k.timber} \cdot k_{mod}}{\gamma_m} \text{ (trykk)} \\ \frac{R_{i,k.steel}}{\gamma_{steel}} \text{ (strekk)} \end{array} \right.$$

Her bestemmes dimensjon på forbindelse etter dimensjonerende krefter tatt ut fra Focus Konstruksjon.

#### 3.4.4 Forbindelse veggplate – veggplate

For å kontrollere om valgte skruer gir sterk nok forbindelse må det kontrolleres at dimensjonerende kapasitet er høyere enn påført belastning. Dette gjøres ved å benytte prEN 1995-1-1 (22), og ETA-12/0062 som WR-T skruen i denne forbindelsen er dimensjonert etter. (25)

På grunn av store forskjeller knyttet til fiberretning i massivtreplatene gjøres kapasitetsberegninger separat for respektive lameller. Skruens totale lengde fordeles dermed ut fra inntrengning- og gjennomtrengingslengden i horisontale og vertikale lameller.

I oppgaven vil kapasitetsberegninger og belastningsberegninger bli utført ved å se på skruene innført i en side av skallkanten, og ikke skruet som en helhet. Senere blir både kapasitet og belastning fordelt på korrekt antall skruer.

Nedenfor er beregningsgangen i dimensjoneringen nøye beskrevet. Først beregnes aksialkapasiteten, deretter tverrkapasiteten, og til slutt kontrolleres dette opp mot ulike krav.

#### **Aksialkapasitet:**

Kontrollerer først krav til innbyrdes avstand samt avstand til kant og ende etter ETA punkt A.2.4.1 for tverr- og aksialbelastede skruer. I dette underpunktet henvises det videre til EN 1995-1-1, klausul 8.3.1.2 og tabell 8.2. Disse punktene tilsvarer 10.3.1.2 og tabell 10.2 i prEN 1995-1-1.

Kontrollerer krav til forboring i trevirke:

(6) Trevirke i *wide face* må forbores dersom tykkelsen på tredelen er mindre enn:

$$t = \max\{7d ; (13d - 30) \frac{\rho_k}{400}\} \quad (10.18)$$

(7) Trevirket i *edge face* må forbores dersom tykkelsen på tredelen er mindre enn:

$$t = \max \left\{ 14d ; (13d - 30) \frac{\rho_k}{200} \right\} \quad (10.19)$$

$t$  er tykkelsen på trevirket [mm]

$d$  er skruens ytre gjengediameter [mm]

$\rho_k$  er karakteristisk densitet til trevirket [ $\frac{kg}{m^3}$ ]

(5) Kontrollerer krav til minsteavstander med forboring etter følgende formler i tabell 10.2:

$$a_1 = (4 + |\cos\alpha|)d$$

$$a_2 = (3 + |\sin\alpha|)d$$

$$a_{3,t} = (7 + 5\cos\alpha)d$$

$$a_{3,c} = 7d$$

$$a_{4,t} = (3 + 4\sin\alpha)d$$

$$a_{4,c} = 3d$$

$$a_{cross} = 1,5 \cdot d$$

$a_1$  er avstanden mellom skruer i en rad parallelt på fiberretning

$a_2$  er avstanden mellom rader med skruer vinkelrett på fiberretning

$a_{3,t}$  er avstanden mellom skrue og belastet ende

$a_{3,c}$  er avstanden mellom skrue og ubelastet ende

$a_{4,t}$  er avstanden mellom skrue og belastet kant

$a_{4,c}$  er avstanden mellom skrue og ubelastet kant

$a_{cross}$  er avstanden mellom to skruer i ett krysspår, kravet er hentet fra A.2.4.2.

Finner effektiv inntrengingsdybde til skruen etter punkt A.2.1

$$l_{ef} = l_{inntrengingsdybde} - \frac{d}{2}$$

$l_{inntrengingsdybde}$  er skruens inntrengingsdybde

I beregningene for denne forbindelsen benyttes  $d/2$  istedenfor  $d$  som vanligvis benyttes.

Årsaken til denne endringen er at det i denne oppgaven regnes kapasitet separat for horisontale og vertikale lameller. Det totale fradraget for skruespissen fra både vertikale og horisontale lameller skal tilsvare  $d$ .

$l_{ef}$  må oppfylle kravet:

$$l_{ef} = \min \left\{ \frac{4 \cdot d}{\sin \varepsilon} ; 20 \cdot d \right\} \quad (2.1)$$

$l_{ef}$  er skruens effektive inntrengingsdybde

Finner karakteristisk aksial uttrekkskapasitet etter punkt A.2.3.1:

$$F_{ax,\alpha,Rk} = n_{ef} \cdot k_{ax} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot \left( \frac{\rho_k}{350} \right)^{0.8} \quad (2.3)$$

$n_{ef}$  er effektive antallet skruer beregnet etter prEN 1995-1-1

$$n_{ef} = n^{0.9} \quad (10.44)$$

$k_{ax}$  er en korreksjonsfaktor som tar ivaretar innflytelsen langtidseffekten gitt av vinkelen  $\alpha$  mellom skrueakse og fiberretning

$$k_{ax} = 1.0 \quad \text{for } 45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ \quad (2.4)$$

$f_{ax,k}$  er karakteristisk uttrekksparameter for skruen i en vinkel  $\alpha$  på fiberretning

Finner karakteristisk gjennomtrekningsmotstand, skruehodet etter punkt A.2.3.2 som henviser til EN-1995 likning (8.40b), tilsvarende (10.42) i prEN 1995-1-1.

$$F_{ax,\varepsilon,Rk} = n_{ef} \cdot f_{head,k} \cdot d_h^2 \cdot \left( \frac{\rho_k}{\rho_\alpha} \right)^{0.8} \quad (10.42)$$

$f_{head,k}$  er den karakteristiske gjennomtrekningskapasiteten for skruen

$d_h$  er skruehodets diameter



$\rho_a$  er karakteristisk densitet til stålet i skruen  $[\frac{kg}{m^2}]$

Finner karakteristisk strekkfasthet etter prEN 1995-1-1:

$$F_{t,Rk} = n_{ef} \cdot f_{tens,k} \quad (10.43)$$

$f_{tens,k}$  er karakteristisk strekkkapasitet for skruen

Finner dimensjonerende trykkfasthet etter A.2.3.3:

$$F_{c,ax,Rd} = \min \{k_{ax} \cdot f_{ax,d} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot n_{ef}; k_c \cdot N_{pl,d} \cdot n_{ef}\} \quad (2.5)$$

$f_{ax,d}$  er dimensjonerende verdi av uttrekkskapasiteten for skruen i en vinkel  $\alpha$  på fiberretning.

Dimensjonerende verdi beregnes etter prEN 1995-1-1, likning 4.14b:

$$R_d = \frac{R_k \cdot k_{mod}}{\gamma_M} \quad (4.14b)$$

$$f_{ax,d} = \frac{f_{ax,k} \cdot k_{mod}}{\gamma_M}$$

$k_c$  er en reduksjonsfaktor som tar hensyn til knekking og finnes i tabell 10.6a i prEN 1995-1-1.

Faktoren er avhengig av skruens flytespenning. Nedenfor er ligningene gitt etter ETA-12/0062.

$$k_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_k^2}} \quad \text{for } \lambda_k > 0,2 \quad (2.7)$$

$$k = 0,5 \cdot [1 + 0,49 \cdot (\lambda_k - 0,2) + \lambda_k^2] \quad (2.8)$$

$\lambda_k$  er relativ slankhet

$$\lambda_k = \sqrt{\frac{N_{pl,k}}{N_{ki,k}}} \quad (2.9)$$

$N_{pl,k}$  er karakteristisk plastisk normalkraft relatert til nettotverrsnittet av den indre gjengediameteren

$$N_{pl,k} = \pi \cdot \frac{d_1^2}{4} \cdot f_{y,k} \quad (2.10)$$

$d_1$  er indre gjengediameter

$f_{y,k}$  er karakteristisk flytespenning

$N_{ki,k}$  er karakteristisk ideell elastisk knekkbelastning

$$N_{ki,k} = \sqrt{c_h \cdot E_s \cdot I_s} \quad (2.12)$$

$c_h$  er elastisk fundament til skruen

$$c_h = (0.19 + 0.012 \cdot d) \cdot \rho_k \cdot \left(\frac{90^\circ + \alpha}{180^\circ}\right) \quad (2.13)$$

$E_s$  er elastisitetsmodulen til stålet i skruen

$$E_s = 210000 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$I_s$  er 2. arealmoment

$$I_s = \frac{\pi \cdot d_1^4}{64} \quad (2.14)$$

$N_{pl,d}$  er dimensjonerende plastisk normalkraft relatert til nettotverrsnittet av den indre gjengediameteren

$$N_{pl,d} = \frac{N_{pl,k}}{\gamma_{M1}} \quad (2.11)$$

$\gamma_{M1}$  er partialfaktoren til stålet etter NS-EN 1993-1-8

Opprinnelig er ikke  $n_{ef}$  inkludert i likning 2.5, men dette blir gjort i denne oppgaven for å kunne sammenlikne de ulike kapasitetene opp mot hverandre, da resterende likninger ser på skrueforbindelsen som en helhet og ikke hver enkelt skrue.

Finner karakteristisk trykkfasthet for å sammenlikne verdien mot resterende karakteristiske kapasiteter etter likning (4.14b)

$$F_{c,ax,Rk} = \frac{F_{c,ax,Rd} \cdot \gamma_M}{k_{mod}} \quad (4.14b)$$

$\gamma_M$  er partialfaktoren til forbinderen etter prEN 1995-1-1

$k_{mod}$  er fasthetsfaktor som tar hensyn til virkningen av lastvarighet og fuktinnhold etter prEN 1995-1-1

Velger laveste verdi av; Karakteristisk uttrekkskapasitet, gjennomtrekningsmotstand, strekkfasthet og trykkfasthet. Denne verdien tilsvarer kapasiteten til hele forbindelsen.

$$F_{ax,Rk} = \min \begin{cases} F_{ax,\alpha,Rk} \\ F_{ax,\varepsilon,Rk} \\ F_{t,Rk} \\ F_{c,ax,Rk} \end{cases}$$

Finner karakteristisk aksialkapasitet per skrue:

$$F_{ax,Rk} = \frac{F_{ax,Rk}}{n}$$

### **Tverrkapasitet:**

Dimensjonerer tverrkapasitet etter A.2.2 som henviser til likninger, beregningsgang og krav fra EN 1995-1-1, her benyttes prEN 1995-1-1.

Finner karakteristisk hullkantfasthet i tredelen i henhold til 10.7.1(3):

Benytter likning 10.37a for  $d > 12$ , trevirke som tar hensyn til forboring.

$$f_{h,n,k} = \frac{0,082(1-0,01d)\rho_k}{(k_{90} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha)(k_c \cdot \cos^2 \beta + \sin^2 \beta)(2,5 \cdot \cos^2 \varepsilon + \sin^2 \varepsilon)} \quad (10.37a)$$

$k_{90}$  er en faktor som beregnes etter likning (10.33), for trevirke:

$$k_{90} = 1,35 + 0,015d \quad (10.33)$$

$k_c$  er en faktor som beregnes etter likning (10.33a), for trevirke:

$$k_c = \min \left\{ \frac{d}{d-2} ; 1,15 \right\} \quad (10.33a)$$

$f_{h,n,k}$  er  $f_{h,1,k}$  for gjennomtrengningsdelen og  $f_{h,2,k}$  for inntrengningsdelen

Finner karakteristisk tverrkapasitet i henhold til 10.2.2(1). Skrueforbindelsen er enkeltsnittet, kontrollerer derfor bruddform (a)-(f).

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d & (a) \\ f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d & (b) \\ \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{1+\beta} \left[ \sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[ 1 + \frac{t_2}{t_1} + \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \left( 1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] & (c) \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2+\beta} \left[ \sqrt{2\beta(1+\beta) + \frac{4\beta(2+\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right] & (d) \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} \cdot t_2 \cdot d}{2+2\beta} \left[ \sqrt{2\beta^2(1+\beta) + \frac{4\beta(2+\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_2^2}} - \beta \right] & (e) \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} & (f) \end{cases} \quad (10.6)$$

$t_i$  er  $t_1$  for gjennomtrengningsdelen og  $t_2$  for inntrengningsdelen

$M_{y,Rk}$  er forbinderens karakteristiske flytemoment til skruen

$\beta$  er forholdet mellom komponentenes hullkantfasthet

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} \quad (10.8)$$

Finner taueffekten beregnet etter 10.2.2(2):

Taueffekten er den minste av  $\frac{F_{ax,Rk}}{4}$  og  $F_{v,Rk} \cdot 100\%$  for skruer. For enkeltsnittede forbindelser settes den karakteristiske uttrekkskapasiteten  $F_{ax,Rk}$  som den minste av kapasitetene i de to komponentene. Taueffekten er et bidrag til skruens tverrkapasitet som følge av aksial belastning fra bøyedeformasjoner i skruen. For bruddformene (c) til (f) beregnes det at flyteledd oppstår i forbinderen. På grunn av denne bøyedeformasjonen får forbinderen en kraftkomponent i forbindelsens akse som gir strekkspenning. Denne kraften prøver å presse tredelene sammen og når kraften dekomponeres, gir det en kraft parallelt med skjærflaten til forbindelsen, som kan adderes til forbindelsens tverrkapasitet. Etter prEN 1995-1-1 reduseres størrelsen på bidraget taueffekten kan gi tverrkapasiteten med 100% av beregnet kapasitet etter Johansens flyteleddteori for skruer. Dette på grunn av stor uttrekkskapasitet for skruer, da de er gjenget og har god forankring i trevirket.

$$\Delta F_{vk} = \min \left\{ F_{v,Rk} \cdot 100\% ; \frac{F_{ax,Rk}}{4} \right\}$$

Endelig karakteristisk tverrkapasitet blir dermed:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} (a) \\ (b) \\ (c) + \Delta F_{vk} \\ (d) + \Delta F_{vk} \\ (e) + \Delta F_{vk} \\ (f) + \Delta F_{vk} \end{cases} \quad (10.6)$$

$F_{v,Rk}$  tilsvarer karakteristisk tverrkapasitet per skrue.

### Kontrollerer krav til aksialkapasitet og tverrkapasitet:

Finner dimensjonerende aksialkapasitet per skrue etter likningen nedenfor.

$$F_{ax,Rd} = \frac{F_{ax,Rk} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} \quad (4.14b)$$

Kontrollerer krav om at dimensjonerende aksialkapasitet per skrue skal være mindre enn aksialbelastning per skrue. Følgende likning må oppfylles:

$$\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}} \leq 1.0$$

Finner dimensjonerende tverrkapasitet per skrue etter likningen nedenfor.

$$F_{v,Rd} = \frac{F_{v,Rk} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} \quad (4.14b)$$

Kontrollerer krav om at dimensjonerende tverrkapasitet per skrue skal være mindre enn tverrbelastningen per skrue. Følgende likning må oppfylles:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \leq 1.0$$

Kontrollerer til slutt kravet til kombinert tverrbelastede og aksialbelastede skruer etter 10.7.3.

Følgende likning må oppfylles:

$$\left( \frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}} \right)^2 + \left( \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \right)^2 \leq 1.0 \quad (10.28)$$

### 3.4.5 Forbindelse dekke – plate

Forbindelsen innvendig mellom veggplater og dekker dimensjoneres etter prEN 1995-1-1 for tre, NS-EN 1993-1-8 for stål og teknisk veiledning ETA-11/0030. (26)

Først beregnes skruekapasiteter etter ETA-11/0030, som samsvarer med EN 1995-1-1, for valgt skrue. Her benyttes prEN 1995-1-1. Deretter kontrolleres forbindelsen for bruddformer og kapasitetskontroller etter nevnte standarder. Det tas hensyn til massivtreets svakere sjikt ved å anta en mindre tykkelse som svarer til summerte sjikt i platens lengderetning.

Avstandskrav blir stilt av både prEN 1995-1-1 for treskruer og NS-EN 1993-1-8 for hullavstander i stålplater. Det strengeste kravet blir gjeldene og tatt hensyn til.

Avstandskrav nedenfor er fra teknisk datablad til Rothoblaas HBS Plate (46):

$$a_{1.min} = 5d \cdot 0.7$$

$$a_{2.min} = 3d \cdot 0.7$$

$$a_{4.t.min} = 3d$$

Der avstandskrav er fra tabell 3.3 i stålstandard:

$$p_1 = 2.2 \cdot d_0$$

$$p_2 = 1.2 \cdot d_0$$

$$e_1 = e_2 = 1.2 \cdot d_0$$

$$L = 2.4 \cdot d_0$$

$$p_{1.max} = p_{2.max} = \min; \{14 \cdot t_{steel}, 200mm\}$$

$p_1$  er hullavstand horisontalt

$p_2$  er hullavstand vertikalt for innbyrdet forskjøvede skruerader, etter klausul 5)

$e_1$  er endeavstand

$e_2$  er kantavstand

$d_0$  er hulldiameter

$L$  er skrå avstand mellom hullrader, etter klausul 5)

$p_{1.max}$  og  $p_{2.max}$  er maksimale hullavstander

Med utgangspunkt i disse avstandskravene blir det valgt avstander som bestemmer dimensjon på egenkomponert vinkelplate.

Effektiv inntrengningsdybde til skruene blir beregnet etter ETA-11/0030 som tar hensyn til at skruene går inn i massivtre:

$$L_{ef} = \min \left\{ \frac{4d}{\sin(\epsilon)}; 20d \right\}$$

$$L_{ef} \geq 6d$$

$L_{ef}$  må være større enn  $6d$  etter 10.7.2(3) i prEN 1995-1-1.

Aksialkapasiteten,  $F_{ax.\epsilon.Rk}$ , til skruer blir bestemt av følgende bruddformer etter 10.7.2(1) i prEN 1995-1-1 (22) og settes lik den minste kapasiteten:

- Karakteristisk uttrekkskapasitet til skruens gjengede del.
- For skruer som brukes sammen med stålplater, må skruehodets avrivningsmotstand være større enn skruens strekkfasthet. Da selve formålet til HBS Plate skruene er å feste stålplater mot trevirke, antas dette å være ivaretatt.
- Skruehodets gjennomtrekkingsmotstand, som her ikke blir relevant da skruen ikke er designet for å trekke to tredeler sammen, men skal sørge for god kontakt mellom stålplate og trevirke. HBS Plate skruen har et spesielt tilpasset skrue-underhode som sørger for en låseeffekt mellom skruehode og stålplatehullet. (46)
- Skruens strekkfasthet.
- Skruens trykkfasthet.
- Utrivning av grunnmateriale, som sjekkes ved bruk av NS-EN 1993-1-8.

Bruddformene beregnes etter ETA-11/0030.

Karakteristisk uttrekkskapasitet beregnes etter ETA-11/0030:

$$F_{ax.\epsilon.Rk} = \frac{n_{ef} \cdot k_{ax} \cdot f_{ax.k} \cdot d \cdot l_{ef}}{k_{\beta}} \cdot \left( \frac{\rho_k}{\rho_a} \right)^{0.8}$$

$$k_{\beta} = 1 \text{ for trevirke} \quad (10.40)$$

$k_{\beta}$  er en korreksjonsfaktor for virkningen vinkelen mellom skruens akse og *wide face* gir.

Karakteristisk strekkfasthet beregnes etter prEN 1995-1-1 10.7.2(7):

$$F_{t.Rk} = n_{ef} \cdot f_{tens.k} \quad (10.43)$$

Karakteristisk trykkfasthet beregnes etter prEN 1995-1-1 10.7.2(8):

$$F_{c.ε.Rk} = \min\{F_{ax.ε.Rk}; F_{b.Rk}\} \quad (10.43a)$$

$$F_{b.Rk} = 1.18 \cdot k_c \cdot N_{pl.k} \cdot n_{ef} \quad (10.43b)$$

$$N_{pl.k} = \pi \cdot \frac{d_1^2}{4} \cdot f_{y.k} \quad (10.43c)$$

$F_{b.Rk}$  er skruenes karakteristiske trykkfasthet

Karakteristisk aksialkapasitet til en skrue blir da:  $\frac{F_{ax.ε.Rk}}{n}$

$$F_{ax.ε.Rk} = \min \begin{cases} F_{ax.ε.Rk} \\ F_{t.Rk} \\ F_{c.ε.Rk} \end{cases}$$

Dimensjonerende aksialkapasitet til en skrue i forbindelsen må være større enn dimensjonerende aksialbelastning:

$$F_{ax.Rd} = \frac{F_{ax.ε.Rk} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} \geq F_{ax.Ed}$$

Skruens tverrkapasitet beregnes etter 10.2.3 i prEN 1995-1-1 som gjelder for stål mot tre forbindelser. Kapasiteten avhenger av tykkelsen på stålplaten og prEN 1995-1-1 definerer stålplatene som:

$$t_{steel} \leq 0.5d = \text{tynn}$$

$$t_{steel} \geq d \text{ med toleranse for avvik på hulldiameteren } \leq 0.1d = \text{tykk}$$

For å sikre god nok kapasitet i forbindelsen blir det valgt en godstykkelse på stålplaten som tilfredsstillende kravet i prEN 1995-1-1 stiller til tykke stålplater. Videre krever 10.2.3(2)P også at stålplatenes styrke skal kontrolleres etter NS-EN 1993-1-8.



Den karakteristiske tverrkapasiteten til skruene settes lik minsteverdi for hver forbinder per snitt. Den er avhengig av ulike bruddformer, som tar hensyn til stålplatetykkelse, antall snitt, karakteristisk hullkantfasthet i tredelen, karakteristisk flytemoment i skruen og skruens utvendige gjengediameter. I tillegg får skruen økt tverrkapasitet som følge av taueffekten, beskrevet i avsnitt 3.4.4. Rothoblaas oppgir karakteristisk verdi for flytemoment,  $M_{y.Rk}$ , i teknisk datablad for HBS Plate skruen, slik at det ikke er behov for å beregne denne. (18)

Karakteristisk forankringsstyrke beregnes etter ETA-11/0030 som tar hensyn til forboring.

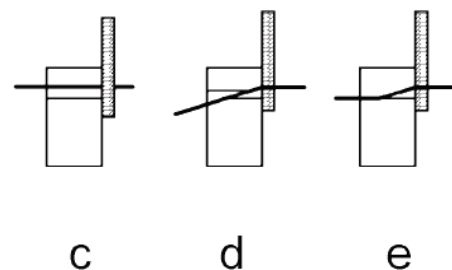
$$f_{h.k} = \frac{0.082 \cdot \rho_k \cdot (1 - 0.01d)}{2.5 \cdot \cos^2 \varepsilon + \sin^2 \varepsilon}$$

Bruddformer kommer fra 10.2.3(3) i prEN 1995-1-1 og er vist i figur 3.4.5-1:

$$F_{v.Rk} = \min \begin{cases} f_{h.k} \cdot t_1 \cdot d & (c) \\ f_{h.k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[ \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] + \Delta F_{vk} & (d) \\ 2.3 \cdot \sqrt{M_{y.Rk} \cdot f_{h.k} \cdot d} + \Delta F_{vk} & (e) \end{cases} \quad (10.10)$$

$t_1$  er lengden til skruens gjengede del uten skruespiss

$\Delta F_{vk}$  er taueffektens bidrag til tverrkapasiteten



Figur 3.4.5-1 Bruddformer fra figur 8.3 i NS-EN 1995-1-1. (18)

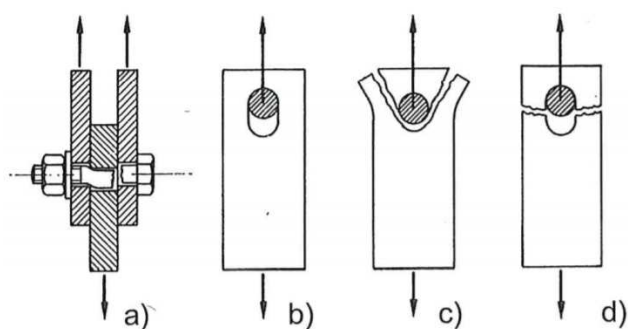
Dimensjonerende tverrkapasitet til en skruer i forbindelsen må være større enn dimensjonerende tverrbelastning:

$$F_{v.Rd} = \frac{F_{v.Rk} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} \geq F_{v.Ed}$$

For skrueforbindelser som utsettes for en kombinasjon av aksial last og tverrlast, må følgende betingelse fra 10.7.3(1) i prEN 1995-1-1 være oppfylt:

$$\left( \frac{F_{ax.Ed}}{F_{ax.Rd}} \right)^2 + \left( \frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}} \right)^2 \leq 1.0 \quad (10.28)$$

Som nevnt tidligere er det flere punkter i prEN 1995-1-1 som krever kontroll av stålplaten styrke. Etter tabell 3.4 og 3.10.2 i NS-EN 1993-1-8 sjekkes følgende bruddformer for å kontrollere stålplaten. (47)



Figur 3.4.5-2 Bruddformer hentet fra figur 10.5 Dimensjonering av stålkonstruksjoner. (47)

- Avskjæring av skrueskaftet, bruddform a)
- Plastifisering av grunnmaterialet på grunn av hullkantrykk, bruddform b)
- Blokkutrivning av en skruegruppe, bruddform c)
- Brudd i grunnmaterialets netto- og bruttotverrsnitt, bruddform d)

Formlene i NS-EN 1993-1-8 tar for seg avskjæringskapasiteten til M-klasse skruer og bolter, noe som ikke gir reel kapasitet for HBS Plate skruen. Da brukes tverrkapasitet, avskjæringskapasitet, beregnet ut fra prEN 1995-1-1.

Total avskjæringskapasitet blir beregnet med formelen nedenfor. Her utelates klimafaktor  $k_{mod}$  da kapasiteten anses å virke mot stålgoods og ikke trevirke:

$$F_{v.Rd} = \frac{F_{v.Rk}}{\gamma_{M2}} \cdot n$$

$\gamma_{M2}$  er partialfaktor for mekaniske forbindelser etter NA.2.2 i NS-EN 1993-1-8

$n$  er totalt antall skruer

$F_{v.Rd}$  er total dimensjonerende avskjæringskapasitet for ett snitt

Total kapasitet for hullkantrykk, bruddform b), finnes etter formler i tabell 3.4 i NS-EN 1993-1-8:

$$k_1 = \min \left\{ 2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7; 1.4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1.7; 2.5 \right\}$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \alpha_d; \frac{f_{u,b}}{f_u}; 1.0 \right\}$$

$$\alpha_d = \max \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} \right\}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d_s \cdot t}{\gamma_{M2}} \cdot n$$

$k_1$  er en faktor for virkningen av avstandene mellom skruehull og platens sidekant

$\alpha_b$  er en faktor som ivaretar effekten av hullavstandene i kraftens lengderetning

$f_u$  er grunnmaterialets bruddspenning

$f_{u,b}$  er skruens bruddspenning

$d_s$  er skrueskaftets diameter, ugjenget del

$t$  er stålplatens tykkelse

$F_{b,Rd}$  er platens totale dimensjonerende kapasitet for hullkantrykk

Blokkutrivning av skruegruppe, bruddform c), beregnes etter 3.10.2 i NS-EN 1993-1-8.

Forbindelsen er sentrisk belastet og ligningen nedenfor blir gjeldende:

$$V_{eff.1.Rd} = \frac{f_u \cdot A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_y \cdot A_{nv}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad (3.9)$$

$\gamma_{M0}$  er grunnmaterialets partialfaktor

$A_{nt}$  er nettoareal utsatt for strekk

$A_{nv}$  er nettoareal utsatt for skjær

$f_y$  er grunnmaterialets flytespenning

$V_{eff.1.Rd}$  er grunnmaterialets dimensjonerende kapasitet mot blokkutrivning

Brudd i grunnmaterialets netto- og bruttotverrsnitt blir beregnet etter 10.5.1 og ligning (10.10) i Dimensjonering av stålkonstruksjoner av Per K. Larsen (47). Ligningen tar utgangspunkt i kapasiteten til en strekkstav fra NS-EN 1993-1-8.

$$N_{t.Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} N_{pl.Rd} = \frac{f_y \cdot A}{\gamma_{M0}} \\ N_{u.Rd} = \frac{0.9 \cdot f_u \cdot A_{net}}{\gamma_{M2}} \end{array} \right. \quad (10.10)$$

$$A_{net} = \max \left\{ \begin{array}{l} (h - (d_0 \cdot 2)) \cdot t \\ ((h - (3 \cdot d_0)) \cdot t) - \frac{s^2 \cdot t}{4 \cdot p_2} \end{array} \right.$$

$N_{t.Rd}$  er grunnmaterialets dimensjonerende strekkkapasitet

$N_{pl.Rd}$  er grunnmaterialets dimensjonerende plastiske strekkkapasitet i bruttotverrsnittet

$N_{u.Rd}$  er grunnmaterialets dimensjonerende strekkkapasitet i nettotverrsnittet

$A_{net}$  settes lik bruttotverrsnittet  $A$  fratrukket et fradrag avhengig av utformingen til platens parallelle skruerader

Kontrollerer også skruens strekkkapasitet som blir oppgitt i teknisk datablad fra Rothoblaas og beregnes derfor ikke etter tabell 3.4 i NS-EN 1993-1-8, da det ikke benyttes M-klasse bolter og skruer. Her utelates også klimafaktor  $k_{mod}$  da det er styrken i stålsiden av forbindelsen som skal beregnes. (46)

$$F_{t.Rd} = \frac{R_{tens.k}}{\gamma_{M2}} \cdot n$$

$R_{tens.k}$  er oppgitt strekkkapasitet fra Rothoblaas (46)

$F_{t.Rd}$  er skruenes totale dimensjonerende strekkkapasitet

Etter tabell 3.2 i NS-EN 1993-1-8 må kapasiteten for avskjæring og hullkanttrykk tilfredsstille følgende ligninger for skjærforbindelser:

Avskjæring:  $F_{v.Rd} \geq F_{v.Ed}$

Hullkanttrykk:  $F_{b.Rd} \geq F_{v.Ed}$

Etter tabell 3.4 i NS-EN 1993-1-8 må skrueforbindelsen tilfredsstillende følgende ligning for kombinert avskjæring og strekk:

$$\frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}} + \frac{F_{t.Ed}}{1.4 \cdot F_{t.Rd}} \geq 1.0$$

Grunnmaterialet må kontrolleres for strekkbrudd i enten brutto- eller nettotverrsnitt og blokkutrivning etter følgende ligninger:

$$N_{t.Rd} = \min\{N_{pl.Rd}; N_{u.Rd}\}$$

$$N_{t.Rd} \geq N_{Ed}$$

$$V_{eff.1.Rd} \geq N_{Ed}$$

### 3.4.6 Forbindelse vegg – vegg breddekant

Forbindelsen mellom veggplatene vertikalt oppover i global z-retning dimensjoneres etter prEN 1995-1-1 og ETA-11/0030. Først kontrolleres veggplatene for trykkapasitet deretter påfulgt av beregninger som viser hvor mange utvendige strekkplater sammenføyingen behøver og kontroll av kapasitet.

Skruen som føres skrått ned gjennom veggplatene dimensjoneres ikke i denne oppgaven. Laster hentes ut fra Focus Konstruksjon og verste lasttilfeller brukes i beregningene.

Etter tabell 3.9 i The CLT Handbook, blir tverrsnittets areal beregnet med lameller som er parallelle med lastretning.

$$A_{x.net} = h_x \cdot b_x$$

For å unngå knusning av materialet som følge av trykkraft parallelt med fiberretning må ligningen (3.45) fra The CLT Handbook bli tilfredsstillende. (2)

$$\sigma_{c.x.d} = \frac{N_x}{A_{x.net}} \leq f_{c.o.xlay.d} \quad (3.45)$$

$f_{c.o.xlay.d}$  er dimensjonerende trykkapasitet til massivtreelementet i lengderetning

Dimensjonerende kapasitet til strekkplaten tar utgangspunkt i karakteristisk kapasitet oppgitt i tabell fra teknisk datablad tilhørende WHT Plate T fra Rothoblaas. (20) Her skilles det på kapasiteten til trevirket og stålplaten.

$$R_d = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{R_{k.timber} \cdot k_{mod}}{\gamma_{M.timber}} \\ \frac{R_{k.steel}}{\gamma_{M.steel}} \end{array} \right.$$

$R_{k.timber}$  er karakteristisk kapasitet til tredelen av strekkforbindelsen

$R_{k.steel}$  er karakteristisk kapasitet til ståldelen av strekkforbindelsen

Antall nødvendige strekkplater per meter blir beregnet med å dividere belastning per meter med dimensjonerende kapasitet til en strekkplate:

$$n_{plater} = \frac{N_x}{R_d}$$

HBS Plate i strekkforbindelsen sjekkes for skjærkapasitet og det benyttes en forenklet metode med styrketabeller fra Rothoblaas til å finne skruenes skjærkapasitet. (46)

$$R_{v.d} = \frac{R_{v.k} \cdot k_{mod}}{\gamma_{M.steel.screw}}$$

$R_{v.k}$  er karakteristisk skjærkapasitet til skruen

Belastning for hver enkelt skrue i strekkforbindelsen bestemmes og det blir gjort følgende kapasitetskontroll:

$$\frac{N_{x.skrue}}{R_{v.d}} \leq 1.0$$

## 4 Resultater og diskusjon

I dette kapitlet vil resultater bli presentert og kommentert.

### 4.1 Laster og lastkombinasjoner

#### 4.1.1 Lastkombinasjoner

Lastkombinasjonene som gir verst tilfelle for de ulike konstruksjonsdelene leses av i lineær lastanalyse og brukes videre i dimensjoneringen. Det ble valgt pålitelighetsklasse 2 for denne oppgaven. Tabell 4.1.1-1 gir alle mulige lastkombinasjoner Focus Konstruksjon kontrollerer i sin lastanalyse. Laster satt på konstruksjonen vises i vedlegg B.1.

#### LASTKOMBINASJONER

1)Brudd	1,35KT	1,35Egenlast	1,50Nyttelast	1,50Vindlast
2)Brudd	1,00KT	1,00Egenlast	1,50Vindlast	1,05Nyttelast
3)Brudd	1,35KT	1,35Egenlast	1,50Nyttelast	1,50Snølast
4)Brudd	1,00KT	1,35Egenlast	1,05Nyttelast	0,90Vindlast
5)Brudd	1,00KT	1,35Egenlast	1,05Nyttelast	1,05Snølast
6)Brudd	1,00KT	1,20Egenlast	1,50Vindlast	1,05Nyttelast
7)Brudd	1,35KT	1,00Egenlast	1,50Nyttelast	1,50Snølast
8)Brudd	1,00KT	1,00Egenlast		
9)Brudd	1,20KT	1,00Egenlast	1,50Vindlast	1,05Vindlast
10)Brudd	1,35KT	1,00Egenlast	1,50Nyttelast	1,50Vindlast
11)Brudd	1,20KT	1,20Egeslast	1,50Vindlast	1,05Nyttelast
12)Brudd	1,00KT	1,00Egenlast	1,50Nyttelast	1,50Vindlast
13)Brudd	1,35KT	1,35Egenlast		
14)Brudd	1,00KT	1,00Egenlast	1,50Nyttelast	1,50Snølast
15)Brudd	1,35KT	1,35Egenlast	1,05Nyttelast	0,90Vindlast
16)Brudd	1,00KT	1,35Egenlast	1,50Nyttelast	1,50Vindlast
17)Brudd	1,00KT	1,35Egenlast		
18)Brudd	1,35KT	1,00Egenlast		
19)Brudd	1,00KT	1,35Egenlast	1,50Nyttelast	1,50Snølast
20)Brudd	1,00KT	1,00Egenlast	1,05Nyttelast	1,05Snølast
21)Brudd	1,35KT	1,00Egenlast	1,05Nyttelast	0,90Vindlast
22)Bruks	1,00KT	1,00Egenlast	1,00Nyttelast	1,00Vindlast
23)Bruks	1,00KT	1,00Egenlast	1,00Vindlast	0,70Nyttelast
24)Bruks	1,00KT	1,00Egenlast	1,0Nyttelast	1,00Snølast
25)Bruks	1,00KT	1,00Egenlast	0,70Nyttelast	0,70Snølast
26)Brudd	1,00KT			

Tabell 4.1.1-1 Oversikt over ulike lastkombinasjoner

#### 4.1.2 Egenlast

Egenlastene i konstruksjonen er håndberegnet i vedlegg B.2.

Konstruksjonens egenvekt er avgjørende for konstruksjonens stabilitet. Det er ønskelig med så høy egenvekt som mulig for å kunne styrke konstruksjonens evne til å stå imot forskyvning på grunn av det store vindlasten som oppstår. I prosjekteringen av trekonstruksjonen er elementer valgt i større dimensjoner enn nødvendig for å virke stabiliserende. For eksempel etasjeskilleren av massivtre er valgt til å være 300mm tykk, denne er overdimensjonert med tanke på påsatte laster, men vil øke den totale egenvekten betydelig.

#### 4.1.3 Nyttelast

Nyttelastene satt på konstruksjonen er etter standard NS-EN 1991-1-1 (5). De påsatte lastene til dimensjonering av konstruksjonen er vist i tabell 4.1.3-1. Massivtretårnet er i hovedsak tenkt til å brukes som et zipline tårn, og vurderes derfor her som kategori A da det vil være et bygg som sjeldent overfylles.

##### *NYTTELAST*

<i>Element</i>	<i>Punktlast</i>	<i>Flatelast</i>
Balkong	2.0 kN	2.5 kN/m <sup>2</sup>
Gulv	2.0 kN	2.0 kN/m <sup>2</sup>

Tabell 4.1.3-1 Nyttelast

#### 4.1.4 Vindlast

I vedlegg B.3 vises vindlastberegningene. Beregningene er gjort for flere ulike tilfeller som kan inntreffe og disse er satt inn i modellene og kjørt gjennom en lastanalyse i Focus Konstruksjon. Ut fra resultatene av analysen ble verste tilfelle av vindlast på konstruksjonen funnet. Dette tilfellet ble brukt i videre dimensjonering av konstruksjonen.

Det verste tilfellet av vindlasten ble tilfellet der vinden traff konstruksjonen som vist på figur 3.1.4-3, tilfelle 1. Dimensjonerende tilfelle ble utvendig trykk- og sug fordeling, kombinert med innvendig sug. De resulterende vindlastene som er påført konstruksjonen vises nedenfor i tabellene.



### VINDLAST VEGG

Sone	Trykk	Sug
$Z_e=b$	$W_{e,D}= 0.7 \text{ kN/m}^2$	$W_{e,E}= -0.25 \text{ kN/m}^2$
$Z_e=Z_{\text{strip}}$	$W_{e,D}= 1.11 \text{ kN/m}^2$	$W_{e,E}= -0.41 \text{ kN/m}^2$
$Z_e=h$	$W_{e,D}= 1.15 \text{ kN/m}^2$	$W_{e,E}= -0.42 \text{ kN/m}^2$

Tabell 4.1.4-1 Vindlast vegg

### VINDLAST TAK

G	H	I
$-1.93 \text{ kN/m}^2$	$-0.42 \text{ kN/m}^2$	$0.52 \text{ kN/m}^2$

Tabell 4.1.4-2 Vindlast tak

### 4.1.5 Snølast

I vedlegg B.4 vises beregningene for snølast på gitt plassering. Lastberegningene er gjort etter standard NS-EN 1991-1-3 (9) og resultatet vist i tabell 4.1.5-1 er satt inn i modellen i Focus Konstruksjon til videre dimensjonering.

### SNØLAST PÅ TAK

$S_d$	$4,2 \text{ kN/m}^2$
-------	----------------------

Tabell 4.1.5-1 Snølast tak

## 4.2 Focus Konstruksjon

### 4.2.1 Verifisering av modell

#### Egenlast:

Den totale egenlasten til konstruksjonen  $P_{tot}$  og de samlede opplagerkreftene i Focus Konstruksjon  $R_{tot}$  sammenlignes i tabell 4.2.1-1. Avviket er minimalt, og dette bekrefter at alle konstruksjonselementene er til stede i modellen og at opplagrene tar opp de kreftene de skal. Beregninger vises i vedlegg C.2.1.

#### *EGENLAST OG OPPLAGERKREFTER*

$P_{tot}$	1425.7 kN
$R_{tot}$	1421.7 kN
Avvik	0.28 %

Tabell 4.2.1-1 Sammenligning egenlast og opplagerkrefter for verifisering av modell

#### Nedbøyning takplate:

Beregninger for nedbøyning takplate er gjort i MathCad og vises i vedlegg C.2.2. Resultatet av beregningene er vist i tabell 4.2.1-2.

#### *NEDBØYNING TAKPLATE*

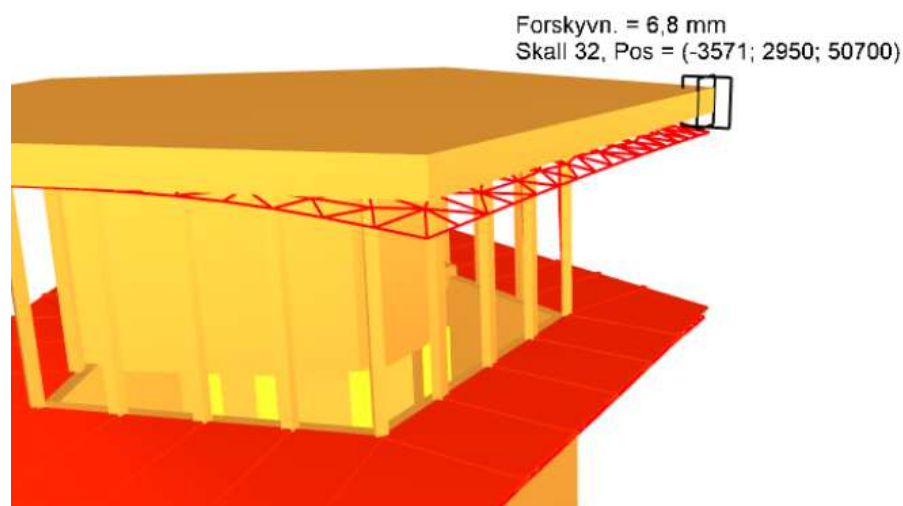
$W_{mc}$	5.13 mm
$W_{fk}$	6.8 mm
Avvik	32.6%

Tabell 4.2.1-2 Nedbøyning takplate for verifisering av modell

Avviket mellom de to resultatene er relativt stort og det er derfor grunn til å kartlegge feilkilder. Bruk av bjelketeori for beregningen fremfor plateteori vil gi mindre nedbøyning, da bjelketeori ikke tar hensyn til:

- Skjærdeformasjon som også vil bidra til økt nedbøyning i platen.
- Total samlet deformasjon av hele platen. Beregnet nedbøyning unnviker tilleggsdeformasjon av utsnitt som følge av deformasjon rundt utsnitt.

I tillegg vil Focus Konstruksjon gi et mer nøyaktig resultat på grunn av elementmetoden. Nedbøyningen på platen har store variasjoner, noe som avhenger av formen og platens sterke og svake akse. Nedbøyningen i svak akse er beregnet i denne verifikasjonen, men platen vil også få nedbøyning i sterk akse da nedbøyningen på et punkt på platen avhenger av nedbøyning i nærheten av punktet. Dette blir det heller ikke tatt hensyn til ved beregning med bjelketeori.



Figur 4.2.1-1 Utklipp FK, oppskalert nedbøyning takplate på grunn av snølast

På grunn av feilkildene er det realistisk at nedbøyningen ved bjelketeori vil gi en mindre verdi enn Focus Konstruksjon. Av den grunn velges avviket å godkjennes i dette tilfellet, men diskuteres videre i kapittel 5.

#### 4.2.2 Linearisert knekningsanalyse

Resultatet fra knekningsanalysen i Focus Konstruksjon forteller at det ikke vil skje knekking i konstruksjonen. Det er blitt kjørt en analyse for hver av de 26 lastkombinasjonene i brudd- og bruksgrensetilstand. Resultatene viser en knekningsfaktor for hver av de 10 bruddformene til konstruksjonen. Tabell 4.2.2-1 viser laveste knekningsfaktor for lastsituasjonen i denne oppgaven.

LASTKOMBINASJON	KNEKKFORM	KNEKNINGSFAKTOR
1.35KT+1.35Egenlast+1.5Nyttelast+1.5Snølast	1	13.07

Tabell 4.2.2-1 Laveste verdi av knekningsfaktor fra linearisert knekningsanalyse

Resultatet fra knekningsanalysen er mye større enn 1.0 og derfor kan det med sikkerhet antas at det ikke vil skje knekking i den 51 meter høye konstruksjonen med gitt lastbilde.

### 4.2.3 Lineær lastanalyse

En global kapasitetskontroll med 3D visning ble utført for alle høyder av tårnet opp til 67 meter. Vedlegg C.3 viser kapasitetsutnyttelse for 51 og 67 meter tårn grafisk. Ved fargekoder er grad av kapasitetsutnyttelsen vist i begge modeller. I begge kontroller er kapasiteten tilstrekkelig, bortsett fra konsentrerte punkt i takplaten. Dette løses med forsterkninger, se kapittel 4.3.5.

Maksimal forskyvning er lest av i resultattabell av lineær lastanalyse kjørt i Focus Konstruksjon. Resultatet og kravet er gitt i tabell 4.2.3-1 og sammenlignet med kravet  $L/500$ .

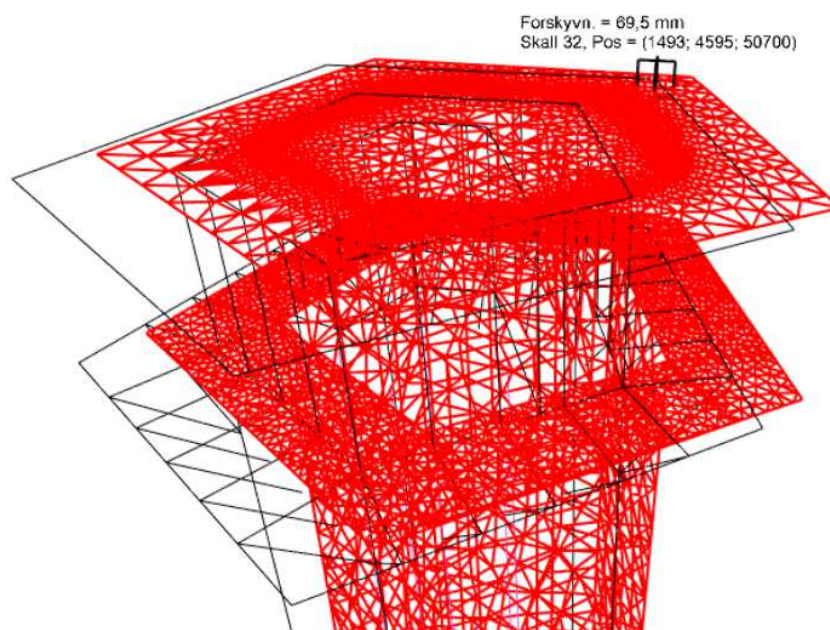
#### *FORSKYVNING I KONSTRUKSJONEN*

<i>51 Meter</i>	<i>69.5 mm</i>	<i><math>L/500=102mm</math></i>
<i>67 Meter</i>	<i>215 mm</i>	<i><math>L/500=132 mm</math></i>

Tabell 4.2.3-1 Resultat forskyvning fra lineær lastanalyse i Focus Konstruksjon

Bruksgrensekravet for forskyvning er oppfylt i den 51 meter høye konstruksjonen, men ikke oppfylt for tårnet med 67 meters høyde. Dette er den avgjørende faktoren for å forkaste tårnet på 67 meter og gå videre med 51 meter.

Lineær lastanalyse gir også krefter brukt til dimensjonering av forbindelser.



Figur 4.2.3-1 Utklipp FK, total forskyvning til øverste del av konstruksjonen

### 4.3 Beregningsmetoder

Her vil resultatene fra de beregningsmetodene utført for kapasitetskontroll av konstruksjonselementene bli gitt.

#### 4.3.1 Massivtreelementer

Det ble håndregnet E-modul og G-modul for å sammenligne med Splitkons styrke- og stivhetstabeller i teknisk godkjenning. Beregningene vises i vedlegg D.1 og resultatet vises i tabell 4.3.1-1. (43)

<i>Egenskaper i sterk retning</i>	<i>Splitkon (50%fraktil)</i>	<i>Skjæranalogimetode</i>	<i>Differanse</i>
E-modul	12195	12209.4	0.12%
G-modul	132	139.9	5.98%

Tabell 4.3.1-1 E-modul og G-modul for massivtreelementene

Sammenligningen viser at Splitkons styrke- og stivhetstabeller er mer konservative enn utregning i sterk retning med skjæranalogimetoden. Derfor brukes derfor Splitkons karakteriske tabeller for styrke-, stivhet- og fasthetsegenskaper til kapasitetskontroller med god sikkerhet.

#### 4.3.2 Innvendige søyler

Håndberegning for kapasitetskontroll av innvendige søyler ble sammenlignet med utført lastanalyse i FK. Søyle med størst påvist aksialkraft, verste lastkombinasjon, ble beregnet. Beregningene vises i vedlegg D.2 og resultatet vises i tabellen nedenfor. Det ble beregnet kapasitetskontroll med to forskjellige knekk lengder. Trappen i konstruksjonen reduserer knekk lengde på innvendige søyler, noe som virker gunstig med tanke på knekking. I denne oppgaven er ikke trappen medregnet, men med tillatelse fra ekstern veileder, kan redusert knekk lengde tas hensyn til.

#### *DIMENSJONERENDE LASTKOMBINASJON*

Innvendige søyler	$1.35KT+1.35Egenlast+1.5Nyttelast+1.5Vindlast$
-------------------	--

Tabell 4.3.2-1 Dimensjonerende lastkombinasjon for kontroll av innvendige søyler

<i>TVERRSNITTKONTROLL SØYLE</i>	<i>Focus Konstruksjon</i>		<i>Beregning</i>	
<i>Knekk lengde[m]</i>	16	5.33	16	5.33
$\sigma_{c.0.d} \leq f_{c.0.d}$	$1.54 < 25.04$		$1.53 < 25.04$	
$\frac{\sigma_{c.0.d}}{k_{c,y} + f_{c.0.d}} \leq 1.0$	$0.92 < 1$	$0.11 < 1$	$0.92 < 1$	$0.11 < 1$

Tabell 4.3.2-2 Resultat tverrsnittskontroll innvendig søyle

Sammenligningen viser korrekt utført tverrsnittskontroll av både Focus Konstruksjon og håndberegning. Det er god nok kapasitet på innvendige søyler i begge knekklemdetilfeller.

### 4.3.3 Veggplater

For veggplatene er det utført kapasitetskontroller etter bjelketeori. Beregningene er vedlagt i vedlegg D.3.

De dimensjonerende lastkombinasjonene brukt i kontrollene er hentet fra Focus Konstruksjon. Dimensjonerende lasttilfeller for de to ulike tilfellene gis i tabell 4.3.3-1.

#### *DIMENSJONERENDE LASTKOMBINASJONER*

Bøyning og aksialt strekk	$1.0KT+1.0egenlast+1.05nyttelast+1.5vindlast$
Bøyning og aksialt trykk	$1.35KT+1.35egenlast+1.5nyttelast+1.5vindlast$
Skjærkontroll xz-planet	$1.35KT+1.35Egenlast+1.5Nyttelast+1.5Vindlast$
Skjærkontroll (rulleskjær) yz-planet	$1.0KT+1.0Egenlast+1.05Nyttelast+1.5Vindlast$
Skjærkontroll - xy-planet	$1.35KT+1.35Egenlast+1.5Nyttelast+1.5Vindlast$
Skjærkontroll - yx-planet	$1.35KT+1.35Egenlast+1.5Nyttelast+1.5Vindlast$

Tabell 4.3.3-1 Dimensjonerende lastkombinasjoner for kontroll av veggplate

Veggplatens kapasitet for kombinasjon bøyning og aksial kontrolleres etter Eurokode 5. Tabell 4.3.3-2 viser en oversikt over resultater fra kontrollen og resultatet lineær lastanalyse gir.

<i>BØYNING- OG AKSIALKONTROLL</i>	<i>Beregning</i>	<i>Kapasitetsutnyttelse, FK</i>
$\frac{\sigma_{tdx}}{f_{tdx}} + \frac{\sigma_{myd}}{f_{myd}} \leq 1,0$	$0.501 \leq 1,0$	0.510
$\left(\frac{\sigma_{cxd}}{f_{cxd}}\right)^2 + \frac{\sigma_{myd}}{f_{myd}} \leq 1,0$	$0.152 \leq 1,0$	0.200

Tabell 4.3.3-2 Resultater tverrsnittskontroll kombinert bøyning og aksialt trykk/strekk

Kontrollen for bøyning og aksial, både trykk og strekk, er godkjent. Platene har god nok kapasitet, og resultatet fra bjelketeorien gir omtrent et lignende resultat som Focus Konstruksjon. Resultatene vil ha noe avvik grunnet forskjell i tidligere nevnt beregningsgang for håndberegning og FK. Dette avviket viser at det blir en god tilnærming å bruke noe tilpasset bjelketeori for massivtreplater med klar, tydelig lastretning. Kapasitetskontrollen for plate ved en kombinasjon av bøyning- og aksialkrefter er godkjent.

Veggplaten kontrolleres også for skjærkrefter. Skjærkontrollen gjøres etter The CLT Handbooks bjelkekontroll og resultatet er gitt i tabell 4.3.3-3. Focus Konstruksjon gir ikke skjærkapasitet-utnyttelse, og det velges derfor her å stole på bjelketeori.

<i>SKJÆRKONTROLL</i>	<i>Beregning</i>
$\frac{\tau_{v.xz.d}}{f_{v.xz.d}} \leq 1,0$	0,55 ≤ 1,0
$\frac{\tau_{Rv.yz.d}}{f_{Rv.yz.d}} \leq 1,0$	0,064 ≤ 1,0
$\frac{\tau_{v.xy.d}}{f_{v.yx.d}} \leq 1,0$	0,155 ≤ 1,0
$\frac{\tau_{v.yx.d}}{f_{v.yx.d}} \leq 1,0$	0,427 ≤ 1,0

Tabell 4.3.3-3 Resultater skjærkontroll veggplate

Resultatene fra skjærkontrollene er godkjente, og platen har god nok kapasitet til å kunne tåle de påsatte lastene. Skjærkontroll på tvers av sterk akse vil ifølge bjelketeori være dimensjonerende, mens fra FK vil kombinasjonen bøyning og aksialkrefter være dimensjonerende. Forskjellen mellom kapasitetsutnyttelsene er såpass liten, slik at det kan trekkes en konklusjon om at Focus Konstruksjon har riktige beregninger.

Det vil oppstå feilkilder ved å benytte bjelketeori kontra plateteori. Bjelketeorien vil ikke kunne gi like nøyaktig resultat som plateteorien, da plateteorien tar for seg kapasiteten til hvert enkelt sjikt i Focus Konstruksjon. Forskjellene mellom resultatene ved bjelketeori kontra plateteori er så små at å benytte bjelketeori for hele tverrsnittet er en god forenkling.

#### 4.3.4 Etasjeskiller

Det har i denne oppgaven ikke blitt gjort kapasitetsberegninger og derav ingen kontroller på etasjeskilleren. Dette er som nevnt tidligere i punkt 3.3.4 på grunn av dens geometriske form og de ulike kraftretningene som oppstår i dekket av de gitte lastene.

Det velges derfor å stole på Focus Konstruksjons kapasitetsanalyse, der resultatet er at dekkets kapasitet blir svært lite utnyttet. På grunn av Spider-løsningen for søyle-søyle overgangen vil det heller ikke være nødvendig å beregne trykk vinkelrett på dekkets fiberretning på grunn av søylene. Forbindelsen fører kreftene fra søylen på oversiden rett ned til neste søyle, dette gjør at etasjeskilleren vil få mindre belastning i realiteten enn det som er modellert i Focus Konstruksjon.

#### 4.3.5 Takplate

Resultatene fra kapasitetskontrollen for takplaten gjort etter bjelketeorien i The CLT Handbook, vises i tabell 4.3.5-2 og 4.3.5-3. Dimensjonerende lastkombinasjoner for takplaten vises i tabell 4.3.5-1. Platen kontrolleres etter et utsnitt på 1 x 1 meter, og krefter hentes ut per meter plate. Beregninger er vist i vedlegg D.4.

Takplatens form, hvor lengde i sterk akse er lik bredde i svak akse, gjør at nedbøyningen av platen vil bli påvirket av nedbøyning i punkter ved siden av det gitte punktet, som beskrevet tidligere i kapittel 4.2.1. Kapasitetskontrollen blir tatt fra et punkt som ligger i sterk akse, og blir minst påvirket av deformasjoner i svak akse. Dette gjøres for å kunne få kontrollert resultatene med Focus Konstruksjon.

##### *DIMENSJONERENDE LASTKOMBINASJONER*

$N_x$	$1.00KT+1.00Egenlast+1.50Vindlast+1.05Nyttelast$
$M_y, V_{zy}$	$1.35KT+1.00Egenlast+1.50Nyttelast+1.50Snølast$
$V_{zx}$	$1.35KT+1.35Egenlast+1.50Nyttelast+1.50Snølast$
$N_{xy}$	$1.0KT+1.20Egenlast+1.50Vindlast+1.05Nyttelast$

Tabell 4.3.5-1 Dimensjonerende lastkombinasjoner for tilhørende laster

Platen kontrolleres for bøyning og aksialt strekk i sterk akse. Kontrollen gjøres etter NS-EN 1995-1-1 (18). Det store avviket mellom håndberegning og FK som vist i tabell 4.3.5-2 skyldes at FK viser kun kapasitet for det mest belastede sjiktet i elementet. Den høye kapasitetsutnyttelsen er i et sjikt som ligger i platens svake tverretning, y-retning, og blir utsatt for bøyning om og aksialt strekk vinkelrett på sin fiberretning. Håndberegning med bjelketeori tar utgangspunkt i det reduserte tverrsnittets,  $A_{x.net}$ , kapasitet. Dette tverrsnittet består av kun sterke sjikt, sett i platens lengderetning, x-retning. Resultatet fra tabell 4.3.5-2 viser dermed at kapasitetskontrollen i Focus Konstruksjon ikke kan sammenlignes med bjelketeori.

<i>BØYNING OG AKSIALKONTROLL</i>	<i>Håndberegning</i>	<i>Focus Konstruksjon</i>
$\frac{\sigma_{tdx}}{f_{tdx}} + \frac{\sigma_{myd}}{f_{myd}} \leq 1,0$	$0.056 \leq 1.0$	$0.30 \leq 1.0$

Tabell 4.3.5-2 Resultat kapasitetskontroll bøyning og aksialt strekk



Til tross for resultatet over kontrolleres taket også for skjærkrefter, i sterk og svak akse. Samt kontrolleres platen for langsgående skjærkrefter. Resultatene viser at rulleskjær er det mest kritiske for platen, som kommer av at taket vil bli utsatt for store konsentrerte skjærkrefter. Kapasiteten av platen i det valgte punktet er god nok. Resultatene fra bjelketeori velges å aksepteres da det ikke er sammenligningsgrunnlag med Focus Konstruksjon, på grunn av tidligere nevnte feilkilder.

#### SKJÆRKONTROLL

$\frac{\tau_{v.xz.d}}{f_{v.xz.d}} \leq 1,0$	$0.034 \leq 1.0$
$\frac{\tau_{Rv.yz.d}}{f_{Rv.yz.d}} \leq 1,0$	$0.406 \leq 1.0$
$\frac{\tau_{v.xy.d}}{f_{v.yx.d}} \leq 1,0$	$0.00056 \leq 1.0$
$\frac{\tau_{v.yx.d}}{f_{v.yx.d}} \leq 1,0$	$0.002 \leq 1.0$

Tabell 4.3.5-3 Resultat kapasitetskontroll for skjærkrefter

Takplatens kapasitet overskrides i enkelte punkter over opplagrene. FK beregner søylen som et punkt og tar ikke hensyn til selve oppleggsflaten til stenderverket. Dette skaper problemer med at det blir ekstreme verdier i platen, som kan ende med brudd. I realiteten vil søylen ha et større tverrsnitt og dermed vil kreftene fordeles mer enn kapasitetsanalysen i FK viser.

Dersom man ser konservativt på problemstillingen, er dette punkter i konstruksjonen som må forsterkes. Da tas det hensyn til verdiene som FK oppgir. Kapasitetsoverskridelse skjer på grunn av konsentrerte skjærkrefter vinkelrett på fiberretningen. Brudd i treet i disse punktene forhindres ved å forsterke treet trykkapasitet vinkelrett på fiberretningen. Gjengede skruer føres inn i treverket over opplagrene, for å kunne fordele de store trykkreftene ut i fibrene. Etter metode beskrevet i punkt 3.3.5 er nødvendig antall skruer beregnet, og resultatet vises i tabell 4.4.5-4.

#### RESULTATER FORSTERKNING TAKPLATE

$\tau_d \leq f_{c.90.d}$	$5.77 \geq 2.16$
$F_{c.90.Rd} \leq R_{c.90.Rd}$	$53.8 \leq 99.36$

(For 2 stk VGS9200 skruer)

Tabell 4.3.5-4 Resultater av nødvendig skjærarmering v.h.a VGS-skruer i takplate

Her er det nødvendig å benytte 2 VGS9200 skruer for å kunne oppnå høy nok kapasitet vinkelrett på takplatens fiberretning og hindre knusing av massivtreet. På oversiden av platen vil det oppstå en enda større skjærkraft som vil overskride takplatens kapasitet. På grunn av dette tilfellet er det nødvendig å forsterke områdene rundt kritiske opplagre også på oversiden av massivtreplaten. Her kan det benyttes gjengede skruer som føres ned på skrå i platen, i en vifteform. Gjengene på skruene vil kunne fordele de store kreftene ut i fiberne i flere sjikt slik at belastningen på det kritiske punktet ikke lengre blir for stor. Dette vil også kunne øke skjær-, bøyning- og aksialkapasiteten til massivtreplaten. Kapasitetskontrollen kjørt i Focus Konstruksjon forteller at det er kombinasjonen bøyning og aksial som vil føre til brudd i takplaten, slik at denne forsterkningen er nødvendig for å kunne beholde dimensjonen på taket. Tykkelsen på taket vil også kunne økes for å oppnå god nok kapasitet, men dette er ikke ønskelig.

Den andre løsningen er å bruke Spider-løsningen til å forsterke takplatens kapasitet. Spideren har samme prinsipp som løsningen ovenfor, med skruer på undersiden av plate rett over opplageret, for å forsterke skjærkapasiteten og VGZ-skruer i vifteform for å kunne avlaste de store kreftene som føres ned til opplagrene.

Kreftene som forsterknings-løsningene overfor skal dimensjoneres for er vist i tabell 4.3.5-5.

#### *DIMENSJONERENDE KREFTER FOR FORSTERKNING I TAKPLATE*

$F_{v.Rd}$	<i>132.7 kN</i>
$F_{c.90.Rd}$	<i>53.8 kN</i>

*Tabell 4.3.5-5 Dimensjonerende krefter for forsterkning av takplatens kapasitet*

#### 4.3.6 Stenderverk

Kapasitetskontrollen av stenderverket gjennomført etter NS-EN-1995-1-1 (18), viser at resultatet fra Focus Konstruksjon er troverdig. Tabellene nedenfor viser en sammenligning av beregningen for hånd etter Norsk Standard og kapasitetsanalysen fra Focus Konstruksjon. Beregninger er vedlagt i vedlegg D.5.

##### *DIMENSJONERENDE LASTKOMBINASJON*

$$N_{Ed,z}, M_{Ed,y}, M_{Ed,z} \quad 1.35KT+1.35Egenlast+1.50Nyttelast+1.50Snølast$$

Tabell 4.3.6-1 Dimensjonerende lastkombinasjon for kontroll av stenderverk

<i>DIMENSJONERING SØYLE I</i>	<i>Beregning</i>	<i>Kapasitetsutnyttelse FK</i>
<i>STENDERVERK</i>		
$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1.0$	$0.149 \leq 1,0$	
$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} + f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1.0$	$0,474 \leq 1,0$	$0,52 \leq 1,0$

Tabell 4.3.6-2 Resultater fra kontroll av tverrsnitt og knekking av søyle i stenderverk

Stenderverket vil i tillegg til de lastene påført i Focus Konstruksjon vil kunne bli belastet med en vindlast på fasaden. På grunn av begrensninger i oppgaven er ikke disse lastene medregnet. Da kapasiteten til søylene for knekking og tverrsnitt er såpass lite utnyttet velges det å anta at stenderverket vil kunne tåle denne ekstra belastningen, men må likevel kontrolleres i videre arbeid.

## 4.4 Forbindelser

### 4.4.1 Forbindelse Spider

Tabell 4.4.1-2 gir en oversikt over resultatene fra dimensjonering av Spideren. Oversikten viser resultatene av kapasitetsligningene. Dette viser at kapasiteten for den valgte Spideren er mer enn god nok for lastene påført i konstruksjonen. Den valgte dimensjonen er SPI100S300. Beregningene for dimensjoneringen av Spideren er vist i vedlegg E.1.

#### *DIMENSJONERENDE LASTKOMBINASJONER*

$F_{co.up.d}$	$1.35KT+1.35Egenlast+1.50Nyttelast+1.50Vindlast$
$F_{slab}$	$1.35KT+1.35Egenlast+1.50Nyttelast+1.50Vindlast$

Tabell 4.4.1-1 Dimensjonerende lastkombinasjoner for Spider-forbindelsen

#### *DIMENSJONERING SPIDER*

$\frac{F_{co.up.d}}{\min(R_{timber.up.d}, R_{tp.d}, R_{lt.d})} \leq 1.0$	$0.089 \leq 1.0$
$\frac{F_{co.up.d} + k_{sus} \cdot F_{slab.d}}{\min(R_{b,d}, R_{bp.d})} \leq 1.0$	$0.035 \leq 1.0$
$\frac{F_{co.up.d} + F_{slab.d}}{R_{timber.down.d}} \leq 1.0$	$0.112 \leq 1.0$

Tabell 4.4.1-2 Resultater dimensjonering Spider-forbindelse

#### 4.4.2 Forbindelse balkong – massivtreplater

For dimensjoneringen av forbindelsene mellom stålstavene i balkongen og massivtreplatene ble det valgt 4 stk M12 bolter. På stålstavene sveises det på en stålplate med tykkelse 6mm. I tabell 4.4.2-2 vises resultatene fra dimensjoneringen. Beregningene er vist i vedlegg E.2. Kapasiteten til forbindelsene er i liten grad utnyttet med påsatte laster. Dette vil være en sikkerhet dersom balkongen i realiteten blir belastet med eksempelvis flere mennesker og utstyr enn det nyttebelastningen tilsier.

Sveisens kapasitet er også i liten grad utnyttet og vil også tåle en eventuell tilleggslast. Her er minste tillatte a-mål valgt som en sikkerhet.

#### *DIMENSJONERENDE LASTKOMBINASJONER*

$N_x, V_z, V_y$	$1.35KT+1.35Egenlast+1,5Nyttelast+1,5Vindlast$
-----------------	--

Tabell 4.4.2-1 Dimensjonerende lastkombinasjon for forbindelse balkong-massivtreplate

#### *DIMENSJONERING FORBINDELSE BALKONG-MASSIVTRE*

$\frac{F_{x.Ed}}{F_{ax.Rd}} \leq 1.0$	$0.220 \leq 1.0$
---------------------------------------	------------------

$\frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}} \leq 1.0$	$0.144 \leq 1.0$
--------------------------------------	------------------

$\frac{F_{w.Ed}}{F_{w.Rd}} \leq 1.0$	$0.045 \leq 1.0$
--------------------------------------	------------------

Tabell 4.4.2-2 Resultat for dimensjonering av forbindelse balkong-massivtre

Forbindelsen er dimensjonert for diagonalstaven og massivtreplaten. Dette er den staven som ble belastet med størst krefter. Forbindelsen vil også benyttes mellom den horisontale staven og massivtreplaten.

#### 4.4.3 Forbindelse konstruksjon – fundament

Beregningene bak dimensjoneringen vises i vedlegg E.3.

De gitte kreftene er hentet ut fra Focus Konstruksjon ved det verste lasttilfellet for de ulike kreftene. Oversikt over lastkombinasjon for hver av kreftene er gitt i tabellen 4.4.3-1 nedenfor.

##### *DIMENSJONERENDE LASTKOMBINASJONER*

Vertikal strekk plate	$1.00KT+1.00Egenlast+1.50Vindlast+1.05Nyttelast$
Vertikal trykk plate	$1.35KT+1.35Egenlast+1.50Nyttelast+1.50Vindlast$
Horisontal kraft, skjær plate	$1.35KT+1.35Egenlast+1.50Nyttelast+1.50Vindlast$
Strekk søyle	$1.00KT+1.00Egenlast+1.50Vindlast+1.05Nyttelast$
Trykk søyle	$1.35KT+1.35Egenlast+1.50Nyttelast+1.50Vindlast$
Moment $M_x$	$1.00KT+1.00Egenlast+1.50Vindlast+1.05Nyttelast$
Moment $M_y$	$1.35KT+1.35Egenlast+1.50Nyttelast+1.50Vindlast$

Tabell 4.4.3-1 Dimensjonerende lastkombinasjoner forbindelse konstruksjon-fundament

De innvendige søylene skal forbindes til betongfundamentet med XS10, og standarddimensjon XS10160 velges. Resulterende kapasitet for forbindelsen vises i tabell 4.4.3-2.

##### *DIMENSJONERENDE KAPASITET, $R_d$ , XS10*

$\frac{R_{i,k,timber} \cdot k_{mod}}{\gamma_m}$ (trykk)	141.8 kN
$\frac{R_{i,k,steel}}{\gamma_{steel}}$ (strekk)	59.0 kN

Tabell 4.4.3-2 Dimensjonerende kapasitet  $R_d$  for XS10

De dimensjonerende kapasitetene sammenlignes med de verste kreftene som søylene utsettes for, gitt fra verst lastkombinasjon. De dimensjonerende kreftene for de innvendige søylene vises i tabell 4.4.3-3.

##### *DIMENSJONERENDE KREFTER SØYLE-FUNDAMENT*

Strekk	52,22 kN
Trykk	88,54 kN

Tabell 4.4.3-3 Dimensjonerende krefter mellom innvendige søyler og betongfundament

Rothoblaas største standarddimensjon vil ha stor nok kapasitet til å kunne tåle de gitte kreftene.

Forbindelse veggplate til fundament må kunne ta opp vertikale trykk- og strekkrefter, horisontale krefter og momentkrefter. WHT plate C og TITAN plate C er dimensjonert for å ta opp vertikale strekkrefter og horisontale krefter.

De resulterende kapasitetene for WHT plate C, med største standarddimensjon fra Rothoblaas, WHTPLATE540 med 60xLBA spiker Ø4 og med to stk M16x190 bolter vises i tabell 4.4.3-4. Her velges minste kapasitet for  $R_d$ .

*DIMENSJONERENDE KAPASITET,  $R_d$ , WHT plate C*

$\frac{R_{k,timber} \text{ eller } R_{k,CLT} \cdot k_{mod}}{\gamma_m}$	60.12 kN
$\frac{R_{k,steel}}{\gamma_{steel}(\gamma_{m2})}$	56.48 kN
<b><math>R_{d,concrete}</math></b>	<b>48.20 kN</b>

Tabell 4.4.3-4 Dimensjonerende kapasitet for WHT plate C

De resulterende kapasitetene for TITAN plate C, med største standarddimensjon fra Rothoblaas, TCP300 med 60xLBA spiker Ø4 og to stk M16 vises i tabell 4.4.3-5. Her velges minste kapasitet for  $R_d$ .

*DIMENSJONERENDE KAPASITET,  $R_d$ , TITAN plate C*

$\frac{R_{k,timber} \text{ eller } R_{k,CLT} \cdot k_{mod}}{\gamma_m}$	35.7 kN
$\frac{R_{k,steel}}{\gamma_{steel}(\gamma_{m2})}$	51.2 kN
<b><math>R_{d,concrete}</math></b>	<b>34.4 kN</b>

Tabell 4.4.3-5 Dimensjonerende kapasitet for TITAN plate C

Dimensjonerende kapasiteter sammenlignes med kreftene hentet fra Focus Konstruksjon. Kreftene hentes ut per meter plate og for verst lastkombinasjon. Antall forbindelser og dimensjoner må derfor bestemmes for hver meter plate. Krefter vises i tabell 4.4.3-6.

#### DIMENSJONERENDE KREFTER PLATE-FUNDAMENT

Vertikal strekk	964,51 kN/meter plate
Vertikal trykk	1269,5 kN/meter plate
Horisontal kraft, skjær	64.77 kN/meter plate
Moment om global y-akse	311,16 kNm/meter plate
Moment om global x-akse	541,50 kNm/meter plate

Tabell 4.4.3-6 Dimensjonerende krefter mellom massivtreplate og betongfundament

De dimensjonerende strekk- og skjærkreftene er mye større enn forbindelsenens dimensjonerende kapasiteter. For å kunne få nok kapasitet for per meter plate vil det være nødvendig å spesialbestille forbindelser av grovere dimensjon som tar opp de gitte kreftene, da å øke antall ikke er mulig på grunn av plassmangel.

Beregning for større dimensjoner enn Rothoblaas standarddimensjoner vil ikke bli gjort i denne oppgaven, men det vil bli nødvendig å gjøre i videre arbeid.

Momentkreftene gitt i tabell 4.4.3-6 gjelder om modellens globale akse og er hentet fra linjerandbetingelsen. Disse kreftene er ikke representative for momentkreftene som oppstår i platens lokale akse, som platens forbindelse må dimensjoneres for. Den totale momentkraften for hver plate, som vil være momentkrefter i global akse dekomponert i henhold til platens lokale akse, må beregnes i videre arbeid.

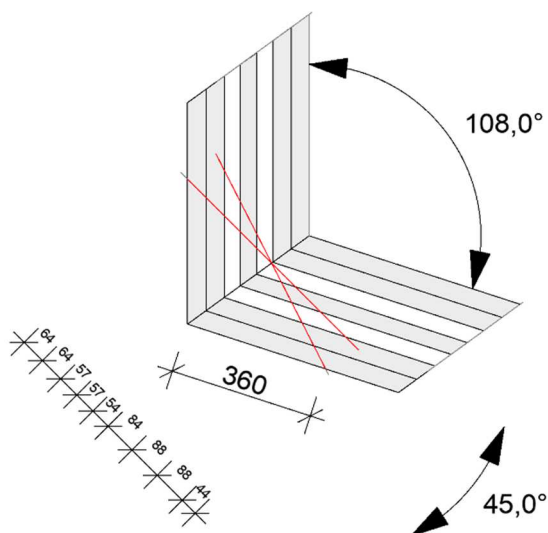
Forbindelsen som skal overføre momentkrefter ned til fundament ble ikke dimensjonert i denne oppgaven, men et forslag vil være å benytte gjengestag. Gjengestag som støpes vertikalt inn i betongen og slisses inn i massivtreplatene vil kunne overføre moment samtidig som de øker platens trykkapasitet i lengderetning. Det må også kontrolleres at trykkapasiteten er tilstrekkelig i forhold til trykkraften gitt i tabell 4.4.3-6.

Som følge av store krefter imellom massivtreplatene og betongfundament er det behov for videre beregninger og dimensjonering. Resultatet viser at standarddimensjoner ikke har tilstrekkelig kapasiteter, og det vil derfor være behov for spesialtilpassede forbindelser.



#### 4.4.4 Forbindelse veggplate – veggplate

WR-T skruene som det er dimensjonert for i denne forbindelsen har en total lengde på 600 mm og en diameter på 13 mm.



Figur 4.4.4-1 Målsatt skisse kryssførende skruer sett ovenfra

Figur 4.4.4-1 viser skruenes plassering og vinkler, samt hvordan de fordeler seg på både horisontale og vertikale lameller.

Avstander mellom skruene innbyrdes og fra skruer til kant og ende ble valgt på bakgrunn av krav stilt av prEN 1995-1-1. Valgte avstander tilfredsstiller minimumskrav til både horisontale og vertikale lameller, og ble avgjørende for antall skruer per meter skallkant. Resultatet av dimensjoneringen viser at det er totalt plass til 11 skruer per meter skallkant. Tabell 4.4.4-1 viser valgte avstander.

#### VALGTE AVSTANDER

Definisjon	[mm]
<b>a<sub>1</sub> – Avstand parallelt på fiberretning</b>	70
<b>a<sub>2</sub> – Avstand vinkelrett på fiberretning</b>	70
<b>a<sub>3,t</sub> – Avstand mellom skruer og belastet ende</b>	536
<b>a<sub>4,t</sub> – Avstand mellom skruer og belastet kant</b>	113
<b>a<sub>cross</sub> – Avstand mellom to kryssende skruer</b>	20

Tabell 4.4.4-1 Valgte avstander for forbindelsen

Kreftene som forbindelsen dimensjoneres for er hentet fra Focus konstruksjon, og er summerte skallkantkrefter dividert på skallkantens lengde. Kreftene tilhører de mest påkjente skallkantene i tårnkonstruksjonen. Dette inkluderer den mest trykkpåkjennte skallkanten, og to av de mest strekkpåkjennte skallkantene. Det å kombinere de største kreftene som virker i flere av skallkantene er en konservativ tilnærming som gjøres i denne oppgaven. I hovedsak vil vindkreftene skape forskyvning av tårnkonstruksjonen som igjen gir store trykk- og strekkkrefter i massivtreplatene. Alle skallkantene dimensjoneres likt da vindkreftene er av stor relevans og kan variere i angrepspunkt. Relevansen av vindkreftene i en høy, slank tårnkonstruksjon kommer tydelig frem i tabell 4.4.4-2 og 4.4.4-4 hvor samtlige dimensjonerende krefter er vindkraft multiplisert med den største lastfaktoren 1,5.

#### *DIMENSJONERENDE LASTKOMBINASJONER, 1.ETG*

<b>Trykk-kant</b>	<b>Krefter per meter skallkant</b>	<b>Lastkombinasjon</b>
<b>My</b>	$2,64 \cdot 10^6 Nmm$	2)Brudd $1.00KT+1.00Egenlast+1.50Vindlast+1.05Nyttelast$
<b>Nx</b>	$-878,11 \cdot 10^3 N$	1)Brudd $1.35KT+1.35Egenlast+1.50Nyttelast+1.50Vindlast$
<b>Ny</b>	$-4,50 \cdot 10^3 N$	1)Brudd $1.35KT+1.35Egenlast+1.50Nyttelast+1.50Vindlast$
<b>Strekk-kant</b>	<b>Krefter per meter skallkant</b>	<b>Lastkombinasjon</b>
<b>My</b>	$-3,74 \cdot 10^6 Nmm$	12)Brudd $1.35KT+1.35Egenlast+1.50Nyttelast+1.50Vindlast$
<b>Nx</b>	$584,10 \cdot 10^3 N$	2)Brudd $1.00KT+1.00Egenlast+1.50Vindlast+1.05Nyttelast$
<b>Ny</b>	$7,25 \cdot 10^3 N$	16)Brudd $1,00KT + 1,35Egenlast + 1,50Nyttelast + 1,50Vindlast$

Tabell 4.4.4-2 Dimensjonerende laster og lastkombinasjoner 1. Etg

Tabell 4.4.4-2 viser hvilke krefter som skrue-forbindelsen er dimensjonert for. Vedlegg E.4-13 og E.4-14 inneholder langt flere krefter enn oppgitt i tabellen. Årsaken til dette er at små og ubetydelige krefter er neglisjert i beregningene.

$N_x$  og  $N_y$  er i hovedsak en kraft som tilhører midten av platen, og ikke skall-kanten. Men på grunn av at  $N_x$  og  $N_y$  er membrankrefter i henholdsvis x- og y-retning vil disse være snittkrefter i elementene som er knyttet til skallkanten. Resultatet viser at kreftene er av betydelig størrelse, og forbindelsen dimensjoneres derfor som om  $N_x$  og  $N_y$  virker midt i platens skall-kant. Dette vil være konservativt da kreftene i praksis fungerer over hele kanten, og ikke sentrert i midten. (14) Slik som det fremkommer i vedlegg E.4-5 føres ikke skruene gjennom skallkantens midtpunkt hvor  $N_x$  og  $N_y$  har sitt angrepspunkt. Denne avstanden gir et moment, som det antas at fungerer i midten av skrueforbindelsene per meter plate. Dette er en forenkling av lastsituasjonen som gjør beregningene noe mer konservative da det påfaller en arm opp til øverste skruepar som i realiteten ikke eksisterer.

$M_y$  er et moment som tilhører skallkanten, er av betydelig størrelse og må derfor medregnes i dimensjoneringen. I hovedsak opptrer dette momentet over hele skallkanten, men for å forenkle dimensjoneringen er det også her antatt at momentet opptrer i midten av skrueparene innenfor en meter plate. Dette er en konservativ forenkling på lik linje med momentet som påfaller fra  $N_x$  og  $N_y$ .

#### KAPASITETSKONTROLLER 1. ETG

Krav	Utnyttelsesgrad	Kontroll
<b>Trykk-kant</b>		
$\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}} \leq 1.0$	$\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}} = 1,16$	IKKE OK
$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \leq 1.0$	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} = 2,37$	IKKE OK
$\left(\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}}\right)^2 \leq 1.0$	$\left(\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}}\right)^2 = 6,95$	IKKE OK
<b>Strekk-kant</b>		
$\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}} \leq 1.0$	$\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}} = 0,77$	OK
$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \leq 1.0$	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} = 1,54$	IKKE OK
$\left(\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}}\right)^2 \leq 1.0$	$\left(\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}}\right)^2 = 2,96$	IKKE OK

Tabell 4.4.4-3 Kapasitetskontroll 1. Etg

Tabell 4.4.4-3 viser at skrueforbindelsen ikke har tilstrekkelig kapasitet for dimensjonerende krefter. Tiltak må derfor iverksettes for å forsterke forbindelsen. Dette blir drøftet senere i oppgaven.

Som tidligere nevnt har vindkreftene en stor påvirkning på kreftene som må tas opp i forbindelsene. Disse kreftene avtar oppover i tårnkonstruksjonen, og det er derfor interessant å sjekke om skrueforbindelsen har god nok kapasitet i forhold til dimensjonerende krefter i 2. Etasje.

Kreftene er hentet ut med samme metode som for 1. Etasje og avstander utføres på samme måte.

#### *DIMENSJONERENDE LASTKOMBINASJONER, 2.ETG*

<b>Trykk- kant</b>	<b>Krefter per m skallkant</b>	<b>Lastkombinasjon</b>
<b>My</b>	$0,38 \cdot 10^6 Nmm$	2) Brudd $1.00KT+1.00Egenlast+1.50Vindlast+1.05Nyttelast$
<b>Nx</b>	$-352,55 \cdot 10^3 N$	1) Brudd $1.35KT+1.35Egenlast+1.50Nyttelast+1.50Vindlast$
<b>Ny</b>	$1,5 \cdot 10^3 N$	1) Brudd $1.35KT+1.35Egenlast+1.50Nyttelast+1.50Vindlast$
<b>Strek- kant</b>	<b>Krefter per m skallkant</b>	<b>Lastkombinasjon</b>
<b>My</b>	$-0,45 \cdot 10^6 Nmm$	1) Brudd $1.35KT+1.35Egenlast+1.50Nyttelast+1.50Vindlast$
<b>Nx</b>	$184,66 \cdot 10^3 N$	2) Brudd $1.00KT+1.00Egenlast+1.50Vindlast+1.05Nyttelast$
<b>Ny</b>	$-6,31 \cdot 10^3 N$	2) Brudd $1.00KT+1.00Egenlast+1.50Vindlast+1.05Nyttelast$

*Tabell 4.4.4-4 Dimensjonerende krefter og lastkombinasjoner 2. Etg*

Tabell 4.4.4-4 viser hvilke krefter som skrue-forbindelsen er dimensjonert for i 2. Etasje.

## KAPASITETSKONTROLLER 2. ETG

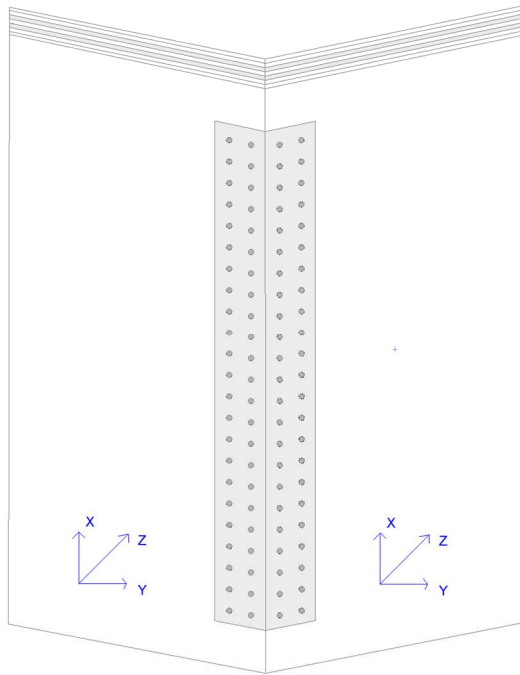
Krav	Utnyttelsesgrad	Kontroll
<b>Trykk-kant</b>		
$\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}} \leq 1.0$	$\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}} = 0,46$	OK
$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \leq 1.0$	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} = 0,97$	OK
$\left(\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}}\right)^2 \leq 1.0$	$\left(\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}}\right)^2 = 1,15$	IKKE OK
<b>Strekk-kant</b>		
$\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}} \leq 1.0$	$\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}} = 0,24$	OK
$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \leq 1.0$	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} = 0,52$	OK
$\left(\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}}\right)^2 \leq 1.0$	$\left(\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}}\right)^2 = 0,33$	OK

Tabell 4.4.4-5 Kapasitetskontroll 2. Etg

Tabell 4.4.4-5 ovenfor viser at skrueforbindelsen har tilstrekkelig kapasitet i strekkbelastet skallkant, men ikke i trykkbelastet skallkant. Det vil derfor være nødvendig med forsterkninger i både første og andre etasje av tårnkonstruksjonen.

Eventuelle tiltak for å forsterke forbindelsen mellom veggplatene kan være å øke dimensjonen til skruene og eventuelt montere spesialtilpasset vinklet stålplate på utsiden av hvert hjørne i konstruksjonen.

Blant annet produserer SFS intec gjengestag med en diameter på opptil 20 mm. Disse har bedre forutsetninger til å kunne ta opp større trykk-krefter i form av skjærbelastning, og strekk-krefter i form av aksialbelastning. Likevel er det ikke sikkert at større skruer vil løse problematikken fullstendig. Et annet tiltak kan derfor være å montere utvendige stålplater. Disse vil kunne ta opp strekkrefter på en svært god måte og avstive hele konstruksjonen slik at total forskyvning minker. Dette vil også kunne redusere trykkreftene. Figur 4.4.4-2 viser et mulig forslag til en slik stålplate.



Figur 4.4.4-2 Skisse over forslag til forbindelse 1. Etg

#### 4.4.5 Forbindelse dekke – plate

Som festemiddel for etasjeskillerne mot veggplater, skal vinkelplater og skruer benyttes. I vedlegg E.5 vises mer informasjon og beregninger for skruene og stålplatene.

Vinkelplater og skruer fra Rothoblaas ble betraktet, men på grunn av store krefter blir standard dimensjon og godstykkelse til Titan S TTS vinkelplate vurdert for svak. Det ble derfor tatt en beslutning om å bruke Titan S TTS vinkelplate som utgangspunkt for en egenkomponert tykkere vinkelplate med større dimensjoner, men med samme skrueantall  $n = 14$ . Vinkelplater ble vurdert som beste tiltak til å forbinde dekket til innvendige veggplater, fordi det blir relativt lave spennvidder for etasjeskilleren.

Summerte skallkantkrefter ble hentet ut fra Focus Konstruksjon og analysert. Små og dermed ubetydelige krefter ble neglisjert og de største kreftene ble dividert på sin respektive kant for å få kraft per meter. Dette er en konservativ tilnærming da de største kreftene ble plukket ut uavhengig av hvilken kant de tilhører og brukt i dimensjoneringen av forbindelsen som er lik for hvert dekke og hver dekkekant. Da sikres forbindelsens kapasitet for de verste krefter som kan oppstå langs alle dekkets kanter. Resulterende krefter vises i tabell 4.4.5-1.

#### *DIMENSJONERENDE KREFTER*

Kraft	Kantlengde	Dimensjonerende verdi
<b>N<sub>x</sub></b>	2.288m	8.14 [kN/m]
<b>N<sub>y</sub></b>	3.500m	8.14 [kN/m]
<b>V<sub>zx</sub></b>	1.170m	28.03 [kN/m]
<b>My</b>	3.500m	3.28 [kNm/m]

Tabell 4.4.5-1 Dimensjonerende krefter for plate-dekke forbindelsen

Tabell 4.4.5-2 viser hvilke lastkombinasjoner og laster som ga de dimensjonerende krefter brukt i beregningene.

#### *DIMENSJONERENDE LASTKOMBINASJONER*

<b>Aksialkrefter N<sub>x</sub> og N<sub>y</sub></b>	2) Brudd $1.00KT + 1.00Egenlast + 1.50Vindlast + 1.05Nyttelast$
<b>Skjærkraft V<sub>zx</sub></b>	1) Brudd $1.35KT + 1.35Egenlast + 1.50Nyttelast + 1.50Vindlast$
<b>Moment My</b>	1) Brudd $1.35KT + 1.35Egenlast + 1.50Nyttelast + 1.50Vindlast$

Tabell 4.4.5-2 Dimensjonerende lastkombinasjoner for dekke-plate forbindelser

Avstander ble valgt på bakgrunn av avstandskrav stilt av både prEN 1995-1-1 og NS-EN 1993-1-8. Valgte avstander tilfredsstiller minimumskrav og maksimumskrav. Det ble vurdert en platetykkelse på 8 mm og totalt 28 stk skruer i beregningene, som fikk god nok kapasitet. Det antas at vinkelen er varmformet og forsterket med sveis slik at den blir helt avstivet. Tabell 4.4.5-3 viser avstander og platedimensjoner.

<i>VALGTE AVSTANDER OG PLATEDIMENSJON</i>	<i>[mm]</i>
<b>a<sub>1</sub></b>	30
<b>a<sub>2</sub></b>	30
<b>e<sub>1</sub></b>	50
<b>e<sub>2</sub></b>	50
<b>p<sub>1</sub></b>	30
<b>p<sub>2</sub></b>	30
<b>s – avstand mellom parallelle rader og innbyrdes forskjøvet rad</b>	15
<b>høyde</b>	160
<b>bredde</b>	220
<b>d<sub>0</sub> - hulldiameter</b>	11
<b>t – tykkelse stålplate</b>	8
<b>n – antall skruer totalt</b>	28

*Tabell 4.4.5-3 Valgte avstander og dimensjoner for plate-dekke forbindelsen*

Det ble utført kapasitetskontroller for både horisontal og vertikal del av forbindelsen. Horisontal del er den delen av vinkelplaten som festes mot dekket og vertikal del er den delen av vinkelplaten som er festet mot innvendig veggplate. På grunn av tre mot stål forbindelse er ikke karakteristisk gjennomtrekkingsmotstand til skruen relevant, da stålplaten hindrer skruhodet fra å bryte gjennom trevirket under aksialbelastning.



### KAPASITETSKONTROLLER FOR HORIZONTAL DEL

Type	Beregning	Kontroll
Aksial skrue	$\frac{F_{ax.Ed}}{F_{ax.Rd}} \leq 1.0$	$0.678 \leq 1.0$
Tverr skrue	$\frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}} \leq 1.0$	$0.178 \leq 1.0$
Kombinasjon skrue	$\left(\frac{F_{ax.Ed}}{F_{ax.Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}}\right)^2 \leq 1.0$	$0.492 \leq 1.0$
Avskjæring plate	$\frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}} \leq 1.0$	$0.227 \leq 1.0$
Hullkanttrykk plate	$\frac{F_{v.Ed}}{F_{b.Rd}} \leq 1.0$	$0.044 \leq 1.0$
Kombinert avskjæring og strekk plate	$\frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}} + \frac{F_{t.Ed}}{1.4 \cdot F_{t.Rd}} \leq 1.0$	$0.366 \leq 1.0$
Strekbrudd grunnmateriale plate	$\frac{N_{Ed}}{N_{t.Rd}} \leq 1.0$	$0.057 \leq 1.0$
Blokkutrivning grunnmateriale plate	$\frac{N_{Ed}}{V_{eff.1.Rd}} \leq 1.0$	$0.053 \leq 1.0$

Tabell 4.4.5-4 Kapasitetskontroll for forbindelsens horisontale del

### KAPASITETSKONTROLLER FOR VERTIKAL DEL

Type	Beregning	Kontroll
Aksial skrue	$\frac{F_{ax.Ed}}{F_{ax.Rd}} \leq 1.0$	$0.678 \leq 1.0$
Tverr skrue	$\frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}} \leq 1.0$	$0.434 \leq 1.0$
Kombinasjon skrue	$\left(\frac{F_{ax.Ed}}{F_{ax.Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}}\right)^2 \leq 1.0$	$0.648 \leq 1.0$
Avskjæring plate	$\frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}} \leq 1.0$	$0.391 \leq 1.0$
Hullkanttrykk plate	$\frac{F_{v.Ed}}{F_{b.Rd}} \leq 1.0$	$0.076 \leq 1.0$
Kombinert avskjæring og strekk plate	$\frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}} + \frac{F_{t.Ed}}{1.4 \cdot F_{t.Rd}} \leq 1.0$	$0.529 \leq 1.0$
Strekbrudd grunnmateriale plate	$\frac{N_{Ed}}{N_{t.Rd}} \leq 1.0$	$0.058 \leq 1.0$
Blokkutrivning grunnmateriale plate	$\frac{N_{Ed}}{V_{eff.1.Rd}} \leq 1.0$	$0.052 \leq 1.0$

Tabell 4.4.5-5 Kapasitetskontroll for forbindelsens vertikale del

Beregningene i tabell 4.4.5-5 viser god kapasitet for dimensjonerende laster per meter for både horisontal og vertikal del av vinkelplaten. Da blir det nødvendig med 1 forbinder per meter dekkekant. I tabell 4.4.5-6 vises fordelingen av antall forbindere per dekkekant.

#### *ANTALL DEKKE-PLATE FORBINDERE*

Kantlengde	Antall
3.500m	4
2.288m	3
1.170m	2

*Tabell 4.4.5-6 Fordeling dekke-plate forbindere*

Det ble også vurdert en mulig forbindelse som var avhengig av trykkapasiteten til massivtreet i 4.4.6 vegg-vegg forbindelsen. Dersom kapasiteten ikke hadde vært god nok, hadde en løsning vært å bruke skruer, som skjærarmering, og stålplate imellom vegg-vegg forbindelsen. Stålplaten kunne da blitt brukt som opplegg for etasjeskillerne.

#### 4.4.6 Forbindelse vegg – vegg breddekant

Lastanalyse fra Focus Konstruksjon viser at det er primært aksialkraften  $N_x$  og sekundære, mindre skjærkrefter som forbindelsen må ta opp. I beregningene ble det kun tatt hensyn til aksialkraften  $N_x$  grunnet dens store verdi i forhold til mindre skjærkrefter. De største kreftene kommer fra overgangen mellom første og andre etasje. Derfor antas beregnet forbindelse også å være godkjent for overgang mellom andre og tredje etasje, der det ikke oppstår like store krefter. Tabell 4.4.6-1 viser dimensjonerende krefter. Mer informasjon og beregninger finnes i vedlegg E.6.

#### *DIMENSJONERENDE KREFTER*

Kraft	Lokasjon	Verdi [kN]
<b>Trykkraft <math>N_x</math></b>	Skall 7 kant 17-18	1578.31
<b>Strekraft <math>N_x</math></b>	Skall 10 kant 20-16	1359.76
<b>Strekraft <math>N_x</math></b>	Skall 5 kant 20-16	1218.29

*Tabell 4.4.6-1 Dimensjonerende krefter for vegg-vegg breddekant forbindelser*

I tabell 4.4.6-2 vises en oversikt over hvilke lastkombinasjoner som gav de verste lasttilfellene.

#### DIMENSJONERENDE LASTKOMBINASJONER

<b>Trykkraft Nx</b>	1) Brudd $1.35KT + 1.35Egenlast + 1.50Nyttelast + 1.50Vindlast$
<b>Strekkefter Nx</b>	2) Brudd $1.00KT + 1.00Egenlast + 1.50Vindlast + 1.05Nyttelast$

Tabell 4.4.6-2 Dimensjonerende lastkombinasjoner vegg-vegg breddekant forbindelser

Veggplatenes trykkapasitet i lengderetning ble kontrollert sammen med summert trykkraft fra den verst trykkpåkjennte skalkanten i lastanalysen til Focus Konstruksjon. Resultatet viser at det ikke vil oppstå knusning av fibre parallelt med last- og fiberretning. Det blir derfor ikke nødvendig med forsterkning for tverrsnittet i sammenføyningen. Veggplatene må likevel bli fastholdt. En VGZ skrue fra Rothoblaas kan benyttes som figur 2.4.6-2 viser.

#### BEREGNINGER TRYKKSIDE

Type	Beregning	Resultat
Trykk plate-plate	$\frac{\sigma_{c.x.d}}{f_{c.0.xlay.d}} \leq 1.0$	$0.155 \leq 1.0$

Tabell 4.4.6-3 Kontroll av trykkapasitet til overgang vegg-vegg

Tabell 4.4.6-1 viser store strekkrefter forbindelsen må ta opp. Det ble derfor beregnet med WHTPT820 strekkplate og maksimalt antall Ø8x100 HBS Plate skruer. Tabell 4.4.6-4 viser hvor mange plater det blir behov for horisontalt langs overgangen mellom vegg-vegg. Skruene ble også kontrollert for tverrbelastning, her med høy utnyttelse. Reelt vil utnyttelsen av skruens tverrkapasitet være noe mindre, da kapasiteten hentet fra Rothoblaas tar utgangspunkt i en 4mm tykk stålplate, mens WHTPT820 har en godstykkelse på 5mm.

#### BEREGNINGER STREKKSIDE

Type	Beregning	Resultat
Strekkekapasitet	$R_d = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{R_{k.timber} \cdot k_{mod}}{\gamma_{M.timber}} \\ \frac{R_{k.steel}}{\gamma_{M.steel}} \end{array} \right.$	$R_{d.timber} = 126.792 \text{ kN}$
Antall nødvendige plater	$n_{plater} = \frac{N_x}{R_{d.timber}}$	3 stk plater pr meter breddekant
Kapasitetskontroll tverrbelastet skrue	$\frac{N_{x.skrue}}{R_{v.d}} \leq 1.0$	$0.931 \leq 1.0$

Tabell 4.4.6-4 Resultater fra strekkdelen av forbindelsen

## 5 Videre diskusjon

Feilkilder og vurderinger i oppgaven vil bli diskutert videre i dette kapitlet.

### 5.1 Laster og lastkombinasjoner

Lastberegningene er utført etter Norsk Standard for de ulike høydene konstruksjonen har blitt modellert for, ved gitt geografisk lokasjon. Lastanalyser i Focus Konstruksjon har bevist, og som først antatt, at vindlasten blir mest dominerende og kritisk for høye konstruksjoner. Vindlasten øker betraktelig med høyden og resultater viser at dette utgjør store forskjeller spesielt med tanke på total forskyvning.

Konstruksjonen er optimalisert med at hjørnene er avrundet på grunn av pentagonformen. Dette utgjør gunstig effekt for vindlasten som konstruksjonen blir utsatt for. Vindlastberegningene ble utført for ulike tilfeller for å finne ugunstigst tilfelle. Lastbildet som ga verst tilfelle tok ikke hensyn til pentagonformen, da NS-EN 1991-1-4 stiller begrensninger til beregning for å hensynta dette. Vindlastene er dermed veldig konservative, og dette kan ha gitt et feil lastbilde som da kunne påvirket resultatet og endelig svar på problemstillingen i denne oppgaven.

Den store vindlasten vil forårsake den horisontale forskyvningen som oppstår, og konstruksjonens stabilitet vil avgjøre hvor stor denne forskyvningen blir. Konstruksjonens stabilitet avhenger i stor grad av egenvekt i forhold til den gitte horisontale belastningen. Konstruksjonen er derfor optimalisert ved at det er innført større dimensjoner i dekker og takplate enn først antatt da dette vil øke konstruksjonens totale egenvekt. Dette har vært avgjørende for tårnkonstruksjonens maksimale høyde da bruksgrensekrauet for forskyvning ble det dimensjonerende kravet.

Laster fra andre elementer enn de som er modellert i Focus Konstruksjon er ikke tatt hensyn til. Dette kan medføre tillegglaster i forhold til utsparinger for vindu og dører, kledning, forbindelser og glassfasade for å nevne noen eksempler. Dette er viktig å ta hensyn til i videre dimensjonering.

## 5.2 Focus Konstruksjon

I Focus Konstruksjon er tårnkonstruksjonen blitt modellert i flere ulike høyder for å kunne kontrollere hvor høyt konstruksjonen kan dimensjoneres med gitte lasttilfeller. Resultatene fra lineær lastanalyse har vært grunnlaget for vurderingen om kapasiteten for ulike høyder har vært god nok.

Det har blitt gjennomført to ulike metoder for verifisering av modellen av massivtretårnet i Focus Konstruksjon. Det har gjennom disse to metodene blitt verifisert at alle konstruksjonselementene er tatt med i modellen, og at FK summerer riktig og at lastene føres ned til opplagerne. Nedbøyningen i takplaten er kontrollert, men resultatet gir et større avvik på grunn av flere feilkilder. Avviket er ikke overraskende da det benyttes bjelketeori på nedbøyning på platen. De aktuelle feilkildene har blitt presentert i resultatet fra verifiseringen i punkt 4.2.

Det er gjennom metodene for verifisering som nevnt over antatt at modellen er verifisert. I realiteten ville ikke disse metodene og resultatene være god nok for å verifisere modellen. Det som kunne blitt gjort er for eksempel å kjøre en kontroll for tverrsnitt og knekking på innvendig søyle og sammenlignet resultatet med Focus Konstruksjon. Da ville det vært nødvendig å beregne krefter som påvirker søylen for hånd. På grunn av spesiell geometrisk form og ukjent lastfordeling i tak og etasjeskiller, har ikke denne beregningen blitt gjort i oppgaven.

Etter verifisering av modell ble det utført en kapasitetskontroll på flere av konstruksjonselementene for hånd, som er blitt sammenlignet med resultat fra lineær lastanalyse. Dette kontrollerer Focus Konstruksjon sin beregning av elementenes kapasitet. Avviket mellom håndberegning og FK viser seg å være minimal.

Eventuell feil ligger da på hvordan konstruksjonselementene i modellen tar opp krefter. En av feilkildene som ikke er blitt kontrollert er mesh i modellen. Meshet som genereres i hvert enkelt skall, er avhengig av rekkefølge. Dersom rekkefølgen på genereringen av mesh endres, vil dette ha betydning for snittkrefter og dermed kapasitetsutnyttelsen.

Alle kreftene brukt i dimensjonering for forbindelser er hentet ut fra lineær lastanalyse i Focus Konstruksjon, og om det finnes feil i modellen som ikke er oppdaget vil dette påvirke resultatene for forbindelsene.

### 5.3 Beregningsmetoder

Det er blitt foretatt kapasitetskontroller for ulike konstruksjonsdeler for å kontrollere Focus Konstruksjons resultater. Kontrollene er gjennomført etter Norsk Standard og The CLT Handbook.

For massivtreplater i tak og vegger er det benyttet bjelketeori for kapasitetskontroll, noe som vil medføre et visst avvik, i forhold til FK som beregner etter plateteori. Forenklingen er gjort i forhold til The CLT Handbook, som sier at bjelketeorien kan benyttes dersom platen blir belastet i en hovedretning. Dette er tilfelle i vegg- og takplate, og kapasiteten kontrolleres etter dette. Det er ikke mulig å sammenligne alle resultatene fra håndberegning med Focus Konstruksjons resultater, da FK kun viser den kapasitetsutnyttelsen som er størst.

Massivtreplatene fra Splitkon er satt sammen av konstruksjonsvirke av T-kvaliteter. Focus Konstruksjon støtter ikke T-kvaliteter i sitt bibliotek, og det er derfor laget egen kompositt for massivtreplatene med C-kvaliteter i sjiktene som er tilnærmet lik T-kvalitetene. Resultatene fra håndberegning tilsier at forskjellen mellom T- og C-kvalitetene er minimale da resultatene fra Focus Konstruksjon og håndberegninger er like. Da forskjellene er så små antas det derfor å stole på kapasitetskontrollen i Focus Konstruksjon som sier at alle konstruksjonselementenes kapasitet er god nok for gitte laster. Men dette kan likevel være en feilkilde for sluttresultatet.

## 5.4 Forbindelser

Det ble i starten av prosjektet foretatt en vurdering av ulike forbindelser for massivtrekonstruksjoner. Det finnes per nå ikke klare og standardiserte forbindelsesløsninger for krefter av en slik størrelsesorden som i denne oppgaven. Hovedsakelig har dette vist seg å være et problem for vegg-vegg forbindelsen. Her er det gjort beregninger for ulike skruer i ulike dimensjoner. Resultatet viser at kapasiteten ikke er tilstrekkelig for enkelte deler av konstruksjonen. Her burde andre løsninger blitt vurdert tidligere i prosessen for at forbindelsene skulle blitt godkjent innenfor gitt tidsramme. Forslag til løsninger som vil bedre kapasiteten er gitt i 4.4.4. Beregninger av disse tiltak må gjøres i videre arbeid.

Som nevnt i 3.4.4 gjøres kapasitets- og belastningsberegninger ved å se på en side av skalkanten, og skruene som føres inn i denne kanten. Det vil si at beregningene gjøres for halvparten av skruene og ikke skrueparet som en forbindelse. Dette forenkler beregningene, og vil være konservativt, da skrueparet i teorien vil kunne ta opp kreftene på en mer gunstig måte, enn det er beregnet for. I tillegg er det som nevnt i 4.4.4 medregnet et ekstra moment som følge av forenklingen hvor det ses på 1 meter skalkant. Begge forenklingene medfører en feilkilde og kan være årsak til svært høye utnyttelsesgrader.

## 6 Konklusjon

Hensikten med denne oppgaven var å øke forståelsen for komplekse konstruksjoner med bruk av massivtreelementer, samt bli kjent med ulike løsninger for dimensjonering.

Problemstillingen var å se på hvor høyt en kan dimensjonere en tårnkonstruksjon av massivtreelementer etter Norsk Standard. Dette ble gjennomført ved å modellere i Focus Konstruksjon, kontrollere kapasitet opp mot lastpåkjenning og dimensjonere sammenføyninger. Resultatet ble en 51 meter høy tårnkonstruksjon.

Det ble modellert individuelt for hver høyde i Focus Konstruksjon, opp til 67 meter.

Lastpåkjenninger ble beregnet for hvert tilfelle og påsatt sin respektive modell.

Kapasitetskontroll viser at massivtreelementene er sterke nok for alle modeller, men forskyvning i toppen av konstruksjonen øker betraktelig med økt tårnhøyde. Dette på grunn av massivtreets relativt lave egenvekt og dermed konstruksjonens stabilitet mot horisontale krefter. Bruksgrensekrav satt til  $L/500$  ble dimensjonerende. Forbindelser ble dimensjonert etter krefter gitt av endelig valgt tårnhøyde.

Resultatet viser at valgte forbindelsesmidler for alle konstruksjonsdeler er godkjent for 51 meter høyt tårn, med unntak av vegg-vegg og vegg-fundament forbindelsen. Her viser beregninger at valgte forbindelser ikke er tilstrekkelig for deler av konstruksjonen. Det må derfor forsterkes eller beregnes nye sammenføyninger etter gitte forslag i kapittel 4.4.3 og 4.4.4. Det ble vurdert å ikke gå ned på tårnhøyde, da forbindelsene kan utbedres. På grunnlag av gitte tidsrammer i denne oppgaven, må dette bli utført i videre arbeid.



## 7 Innovasjon og utvikling

### 7.1 Massivtre som materiale i framtiden

Trevirke har lenge vært grunnstammen i nordisk byggeskikk, men i senere tid har stål- og betongelementer vært dominerende som bæring i massive konstruksjoner. I de siste årene har det skjedd en endring i byggebransjen, der hovedfokuset har vært på å minske miljøavtrykket, og bruken av tremateriale er derfor økende. Flere land, inkludert Norge har nå fått øynene opp for bruk av massivtre som bæring i større konstruksjoner.

For å kunne øke bruken av massivtre i større konstruksjoner er det viktig å bli kjent med massivtreets egenskaper. I løpet av denne oppgaven har vi, som framtidens byggingeniører, blitt kjent med materialet og dets egenskaper som vil være viktig å ta med videre inn i bransjen. Innovative festemidler fra blant annet Rothoblaas er brukt i dimensjoneringen av tårnkonstruksjonen og har gitt et innblikk i gode og smarte løsninger som vil bidra til å kunne dimensjonere stabile og gode massivtrekonstruksjoner i fremtiden.

### 7.2 FEM verktøy i framtiden

I denne oppgaven er FEM analyseprogrammet Focus Konstruksjon benyttet i dimensjoneringen av massivtrekonstruksjonen. Byggebransjen er i starten av en modernisering, der teknologien er kommet for å bli. For oss som er en del av framtidens byggebransje er det viktig å kunne mestre disse verktøyene. FEM verktøyene vil effektivisere arbeidshverdagen til en byggingeniør da resultater fra både statiske- og dynamiske analyser er gitt med det samme, og dimensjoneringen skjer automatisk i henhold til Eurokode.

I framtiden vil håndberegninger bli erstattet med dimensjoneringsverktøy, der det vil bli viktig å vurdere og tolke resultater for å kunne verifisere modellen. Det snakkes ofte om at teknologien kommer til å stjele arbeidsplasser i fremtiden, men et dataprogram vil aldri kunne erstatte en ingeniørs tankegang, men vil og er allerede i bruk som et verktøy for å effektivisere og modernisere arbeidshverdagen. Det kreves stor forståelse for komplekse konstruksjoner for å kunne vurdere og tolke resultater fra dataverktøy opp mot praksis.

Vi har i denne oppgaven fått erfart hvor viktig det er å tolke og stille oss kritisk til resultatene fra Focus Konstruksjon. Det har blitt foretatt håndberegninger for å kontrollere troverdigheten til modellen og programmet, der resultatene har blitt vurdert opp mot hverandre.

## 8 Videre arbeid

I denne oppgaven er det innført avgrensninger som fører til behov for videre arbeid for å fullføre dimensjoneringen av massivtrekonstruksjonen. Forenklingene er gjort på grunn av tidsbesparelser for å holde oppgaven innenfor gitte tidsrammer.

I dimensjoneringen er det tatt hensyn til virkningene konstruksjonen får av statiske laster. I høye konstruksjoner av massivtre vil som oftest de dynamiske virkningene bli dimensjonerende. Massivtre er et lett materiale og egenvekten til konstruksjonen vil derfor være lav, noe som fører til lavere stabilitet sammenlignet med bruk av eksempelvis betong. Det vil derfor i videre arbeid være behov for dimensjonering for dynamiske virkninger fra vindlaster, og dimensjonering for jordskjelv. Det må også dimensjoneres for brann og andre ulykkeslaster, samt atmosfærisk ising, som beskrevet i kapittel 2.1.

I dimensjonering av forbindelser er det gjort noen forenklinger som er forklart i rapporten. Det er nødvendig med videre beregning for forbindelse;

- Forsterkning i takplate
- Forbindelse vegg-vegg
- Forbindelse vegg-fundament

Forslag til utbedringer er beskrevet i kapittel 4.4, og videre beregninger blir derfor nødvendig.

Konstruksjonens fundament er ikke dimensjonert og blir derfor behøvelig i videre arbeid. Fundamentet vil avhenge av grunnforhold på valgt lokasjon, og krefter påført fundamentet fra konstruksjonen.

Utsparinger til vindu og ytterdør samt dimensjonering av glassfasade er ikke tatt hensyn til i denne oppgaven på grunn av gitt tidsramme. Dette må derfor dimensjoneres i videre arbeid.

## Referanser

1. SINTEF. Unngå skadekonstruksjoner i massivtre. [Online].; 2017 [cited 2021 Mai 14]. Available from: <https://www.sintef.no/community/fagblogg/poster/unnga-skadekonstruksjoner-i-massivtre/>.
2. Swedish Wood. The CLT Handbook, CLT structures - facts and planning. Håndbok. Stockholm.; 2019.
3. Norge S. Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. [Online].; 2016 [cited 2021 03 18]. Available from: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=814847>.
4. SINTEF. 471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler. [Online].; 2013 [cited 2021 03 17]. Available from: [https://www.byggforsk.no/dokument/215/egenlaster\\_for\\_bygningsmaterialer\\_byggevarer\\_og\\_bygningsdeler?gclid=Cj0KCQjw0caCBhCIARIsAGAfzMzGdzeSwG9L6JU4h\\_R4TviPucUxuqkop\\_2P-CWWFiKgqMUXID370fYaAj2CEALw\\_wcB](https://www.byggforsk.no/dokument/215/egenlaster_for_bygningsmaterialer_byggevarer_og_bygningsdeler?gclid=Cj0KCQjw0caCBhCIARIsAGAfzMzGdzeSwG9L6JU4h_R4TviPucUxuqkop_2P-CWWFiKgqMUXID370fYaAj2CEALw_wcB).
5. Norge S. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger. [Online].; 2019 [cited 2021 03 17]. Available from: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1015211>.
6. Homb A. Vibrasjonsegenskaper til dekker av massivtre. Prosjektrapport. Oslo: SINTEF Byggforsk; 2008.
7. Norge S. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster. [Online].; 2009 [cited 2021 03 09]. Available from: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=392208>.
8. Larsen PK. Konstruksjonsteknikk - Laster og bæresystemer. 2nd ed. Trondheim: Fagbokforlaget; 2008.

9. Norge S. Eurocode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-3: Allmenne laster - Snølaster. [Online].; 2018 [cited 2021 03 17. Available from: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1004200>.
10. Drage MA. Atmosfærisk ising - Forstudie. Prosjektrapport. Byggforsk, Norges Byggforskningsinstitutt, Bygg; 2001.
11. Institutt NT, Aasheim E. Bygge med massivtreelementer - Hefte 4 Brann. 1st ed. Oslo: Norsk treteknisk institutt; 2006.
12. NORSAR. Jordskjelv i Norge. [Online]. [cited 2021 03 17. Available from: <https://www.jordskjelv.no/om-jordskjelv/jordskjelv-i-norge/>.
13. Norge S. Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger. [Online].; 2014 [cited 2021 03 17. Available from: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=696101>.
14. Software F. Focus Konstruksjon 3D. [Online].; 2021 [cited 2021 03 10. Available from: <https://www.focus.no/produkter/focus-konstruksjon-3d/#prod-pris-seksjon>.
15. Bell K. Elementmetoden. [Online].; 2019 [cited 2021 10 3. Available from: <https://snl.no/elementmetoden>.
16. Bell K. Konstruksjonsmekanikk del 2. 2nd ed. Trondheim: Fagbokforlaget; 2014.
17. Institutt NT, Aasheim E. Bygge med massivtreelementer - Hefte 3 - Dimensjonering. 1st ed. Oslo: Norsk treteknisk institutt; 2006.
18. Norge S. Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. [Online].; 2010 [cited 2021 03 17. Available from: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=436137>.
19. Ramstad T. Teknisk godkjenning nr. 20712. Teknisk godkjenning. , SINTEF Certification; 2019.

20. Srl RB. Plates and connectors for timber. Tekniske data. Italia.; 2019.
21. WoodSolutions AUS. Post and Plate: The next evolution in Mass Timber Buildings. [Online].; 2020 [cited 2021 Mai 14. Available from: <https://www.youtube.com/watch?v=ZfvQU5y0hYY&t=957s>.
22. CEN, European Committee for Standardization. prEN 1995-1-1 20XX v2 short. 2nd ed. CEN , editor.: CEN; 2020.
23. Norge S. Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. [Online].; 2015 [cited 2021 03 18. Available from: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=755701>.
24. SFS intec AG. SFS intec. [Online]. [cited 2021 mai 03. Available from: [https://www.sfs.com/sfs\\_download/media/general\\_media/downloadcenter/sfs\\_intec\\_m\\_o\\_n\\_o/brosjurer/trekonstruksjoner/WR\\_Kapasiteter.EC5.eng.pdf](https://www.sfs.com/sfs_download/media/general_media/downloadcenter/sfs_intec_m_o_n_o/brosjurer/trekonstruksjoner/WR_Kapasiteter.EC5.eng.pdf).
25. Deutsches Institut für Bautechnik. SFS intec. [Online].; 2017 [cited 2021 Mai 4. Available from: [https://www.sfs.com/sfs\\_download/media/general\\_media/downloadcenter/sfs\\_intec\\_m\\_o\\_n\\_o/teknisk\\_informasjon/ti\\_trekonstruksjoner/WR\\_ETA-12\\_0062\\_en\\_scan02062017.pdf](https://www.sfs.com/sfs_download/media/general_media/downloadcenter/sfs_intec_m_o_n_o/teknisk_informasjon/ti_trekonstruksjoner/WR_ETA-12_0062_en_scan02062017.pdf).
26. ETA-Danmark A/S. Rothoblaas. [Online].; 2019 [cited 2021 April 5. Available from: [https://www.rothoblaas.com/ftp/ETA\\_11\\_0030\\_RB\\_screws\\_2019.pdf](https://www.rothoblaas.com/ftp/ETA_11_0030_RB_screws_2019.pdf).
27. Norge S. Eurocode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-8: Knutepunkter og forbindelser. [Online].; 2009 [cited 2021 04 14. Available from: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=396860>.
28. PTC. PTC Mathcad Prime 6.0 Subscription. [Online]. [cited 2021 03 15. Available from: [https://store.ptc.com/DRHM/store?Action=DisplayProductDetailsPage&SiteID=ptc&Locale=en\\_GB&ThemeID=21925700&Env=BASE&productID=5095770500&categoryID=5321800](https://store.ptc.com/DRHM/store?Action=DisplayProductDetailsPage&SiteID=ptc&Locale=en_GB&ThemeID=21925700&Env=BASE&productID=5095770500&categoryID=5321800).
29. Norge G. Archicad - Brukervennlig og intuitivt. [Online].; 2021 [cited 2021 03 15. Available from: <https://graphisoft.no/archicad/oversikt/>.

30. Rothoblaas. Rothoblaas. [Online]. [cited 2021 03 11. Available from:  
<https://www.rothoblaas.com/company-rothoblaas>.
31. SFS intec AS. SFS intec i Norge. [Online]. [cited 2021 mai 03. Available from:  
[https://www.sfsintec.biz/mo/no/no/web/about\\_us/company/company\\_2.html](https://www.sfsintec.biz/mo/no/no/web/about_us/company/company_2.html).
32. Norske limtreprodusenters forening. Limtreboka. 2nd ed. forening NI, editor. Bergen: Norske limtreprodusenters forening; 2015.
33. Edvardsen KI, Ramstad TØ. Håndbok 5 Trehus. 1st ed. Oslo: SINTEF akademisk forlag; 2014.
34. Edvardsen KI, Ramstad T. Trehusboka- handbok for trehusbygging i Norge. 3rd ed. SINTEF , editor. Trondheim: SINTEF; 2014.
35. Trefokus. Hvorfor er tre et miljøvennlig byggemateriale? [Online]. [cited 2021 03 15. Available from: <http://www.trefokus.no/treveilederen/temaer/miljo-og-berekraft/hvorfor-er-tre-et-miljovennlig-byggemateriale->.
36. Sandaker BN, Sandvik M, Vik B. Materialkunnskap. 1st ed. Oslo: Byggenæringens Forlag AS; 2017.
37. Øvrum A. Fokus på tre. [Online].; 2012 [cited 2021 Mars 15. Available from:  
<http://www.trefokus.no/resources/filer/fokus-pa-tre/43-Konstruksjonsvirke.pdf>.
38. Norsk treteknisk institutt. Treteknisk håndbok - Bygge med massivtreelementer hefte 1. [Online].; 2006 [cited 2021 April 7. Available from:  
<http://www.treteknisk.no/resources/filer/publikasjoner/teknisk-handbok/Hefte-1-Generelt.pdf>.
39. Norge S. EN 338:2016. [Online].; 2016 [cited 2021 April 11. Available from:  
<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=824287>.
40. Trefokus. Massivtre. [Online]. [cited 2021 03 15. Available from:  
<http://www.trefokus.no/treveilederen/temaer/byggesystemer/massivtre>.

41. SINTEF. Jern og stål. [Online]. [cited 2021 03 15. Available from:  
<https://www.sintef.no/ekspertise/sintef-materialer-og-kjemi/materialer-og-nanoteknologi/jern-og-stal/>.
42. Almar AN. Store Norske Leksikon. [Online].; 2018 [cited 2021 03 13. Available from:  
<https://snl.no/kaldvalsing>.
43. Skogstad HB. Teknisk godkjenning. Rapport nr. 20712. [Online].; 2019 [cited 2021 03 10. Available from: <https://splitkon.no/media/8881/teknisk-godkjenning-20712g.pdf>.
44. Dahl KB. Mechanical properties of clear wood from Norway spruce. Doktorgradavhandling. Trondheim: NTNU, Institutt for Konstruksjonsteknikk; 2009. Report No.: ISBN 978-82-471-1912-9.
45. Larsen PK. Stålkonstruksjoner. 3rd ed. Trondheim: Fagbokforlaget; 2003.
46. Rothoblaas. HBS Plate. [Online].; 2021 [cited 2021 04 26. Available from:  
<https://www.rothoblaas.com/products/fastening/screws/screws-carpentry/hbs-plate#documents>.
47. Larsen PK. Dimensjonering av stålkonstruksjoner. 3rd ed. Fagbokforlaget , editor. Trondheim: Fagbokforlaget; 2020.
48. Borgen KS, Jørgensen AM, Rotmo KI. Kranbane i tre: Dimensjonering av forbindelser og stabilitetsberegninger. Bacheloravhandling. Trondheim: NTNU, Instituttet for bygg- og miljøteknikk; 2019.
49. Norsk Treteknisk Institutt. Treteknisk håndbok- bygge med massivtreelementer hefte 2. [Online].; 2006 [cited 2021 05 04. Available from:  
<http://www.treteknisk.no/resources/filer/publikasjoner/teknisk-handbok/Hefte-2-Byggeteknikk.pdf>.

## Vedlegg

### VEDLEGG A: Artikkel og plakat

VEDLEGG A.1: Artikkel

VEDLEGG A.2: Plakat

### VEDLEGG B: Laster og lastkombinasjoner

VEDLEGG B.1: Laster påført modellen i Focus Konstruksjon

VEDLEGG B.2: Egenlastberegninger

VEDLEGG B.3: Vindlastberegninger

VEDLEGG B.4: Snølastberegninger

### VEDLEGG C: Focus Konstruksjon

VEDLEGG C.1: Modell i Focus Konstruksjon

VEDLEGG C.2: Verifisering av Focus Konstruksjon

VEDLEGG C.3: Kapasitetsanalyse i Focus Konstruksjon

### VEDLEGG D: Beregningsmetoder

VEDLEGG D.1: Skjæranalogimetoden

VEDLEGG D.2: Kapasitetskontroll innvendige søyler

VEDLEGG D.3: Kapasitetskontroll veggplater

VEDLEGG D.4: Kapasitetskontroll takplate

VEDLEGG D.5: Kapasitetskontroll stenderverk

### VEDLEGG E: Forbindelser

VEDLEGG E.1: Dimensjonering forbindelse Spider

VEDLEGG E.2: Dimensjonering forbindelse balkong – massivtreplater

VEDLEGG E.3: Dimensjonering forbindelse konstruksjon – fundament

VEDLEGG E.4: Dimensjonering forbindelse veggplate – veggplate

VEDLEGG E.5: Dimensjonering forbindelse dekke – veggplate

VEDLEGG E.6: Dimensjonering forbindelse vegg – vegg breddekant



# **VEDLEGG A: ARTIKKEL OG PLAKAT**

## **A.1 Artikkel**

# BÆREKRAFTIG ENDRING I BYGGEBRANSJEN



**Bygg- og anleggsbransjen står i dag foran et grønt og bærekraftig skifte, der valg av materiale vil ha stor betydning for fremtiden. En studentgruppe ved NTNU har i løpet våren 2021 sett på muligheten for å benytte massivtreelementer i dimensjonering av en tårnkonstruksjon.**

Forfattere: Thea Kristine Brenn, Adrian Weidemann Skagseth, Lisa Bakøy Sunde

20.05.2021

## Miljø i søkelys

Det er i de siste årene fokusert mye på det grønne skifte i bygg- og anleggsbransjen. Det er satt inn flere tiltak fra regjeringen som skal sikre at utslippet fra bransjen kuttes. FNs bærekraftsmål angår også bygg- og anleggsbransjen, og målet er å oppfylle disse målene før 2030. Produksjon av materialer som stål og betong er en stor del av all utslipp og trematerialer er derfor på god vei inn igjen, også i bruk som bæring i større konstruksjoner.

## Massivtre som materiale i dag

Massivtre er på tur inn i byggebransjen med stor fart, og det blir produsert flere og flere store konstruksjoner av massivtre. Det er i den siste tiden kommet frem flere produsenter av massivtreelementer også her i Norge. Massivtreelementene har store dimensjoner og god kapasitet og er konkurransedyktig med både betong og stål. Problemet med massivtre er at det er et lett materiale som gir dårligere stabilitet i høyere konstruksjoner.

## Green Advisers AS

Noen av de som virkelig har gått inn for å bringe trekonstruksjoner tilbake i vinden er Green Advisers AS, som har gjennom flere år og prosjekter opparbeidet seg god kunnskap om bruk av tre i store bygg. Denne gangen har de stått i ryggen til en studentgruppe som i et spennende samarbeid har sett på hvor høyt det er mulig å dimensjonere en tårnkonstruksjon med bredde 6m for statiske krefter. Studentene vil ikke bare sette seg inn i massivtreets egenskaper, men også forbindelser som vil kunne binde elementene sammen. Det er benyttet tradisjonelle løsninger, samtidig som nye og innovative løsninger fra blant annet østeriske Rothoblaas.



*Illustrasjon av tårnkonstruksjon dimensjonert med massivtreelementer som bæring*

## Spennende resultater

Det viser seg gjennom resultater i studentoppgaven at store vindlaster og høye trekonstruksjoner ikke går som hånd i hanske. Forskyvningen i toppen øker betraktelig med høyden, og maksimal byggehøyde blir satt til 51 meter. Dimensjoneringen er gjort på grunnlag av statiske laster, og det blir spennende å følge prosjektet i videre arbeid for å kunne se på innvirkningene fra de dynamiske virkningene. 51 meter er likevel høyt og studentenes arbeid kan være med på å fremme og inspirere flere der ute til å rette fokuset bort fra betong og stål, og heller mot massivtre.

## **A.2 Plakat**

## Dimensjonering av tårnkonstruksjon i massivtre

### Structural design of high-rise building in cross-laminated timber



Tårnkonstruksjonen illustrert ved Atnsjøen, Stor-Elvdal

#### Prosjektbeskrivelse:

Formålet med denne oppgaven er å undersøke hvor høyt en tårnkonstruksjon av massivtre kan dimensjoneres, for gitt lasttilfelle ved Atnsjøen i Stor-Elvdal. Massivtre er et materiale som etterlater mindre miljøavtrykk enn konkurrentene betong og stål, som i dag er mest brukt som bærende elementer i høybygg.

#### Analysar:

- Lastberegninger for statiske laster
- Digital modellering i Focus Konstruksjon
- Kapasitetskontroller
- Dimensjonering av forbindelser

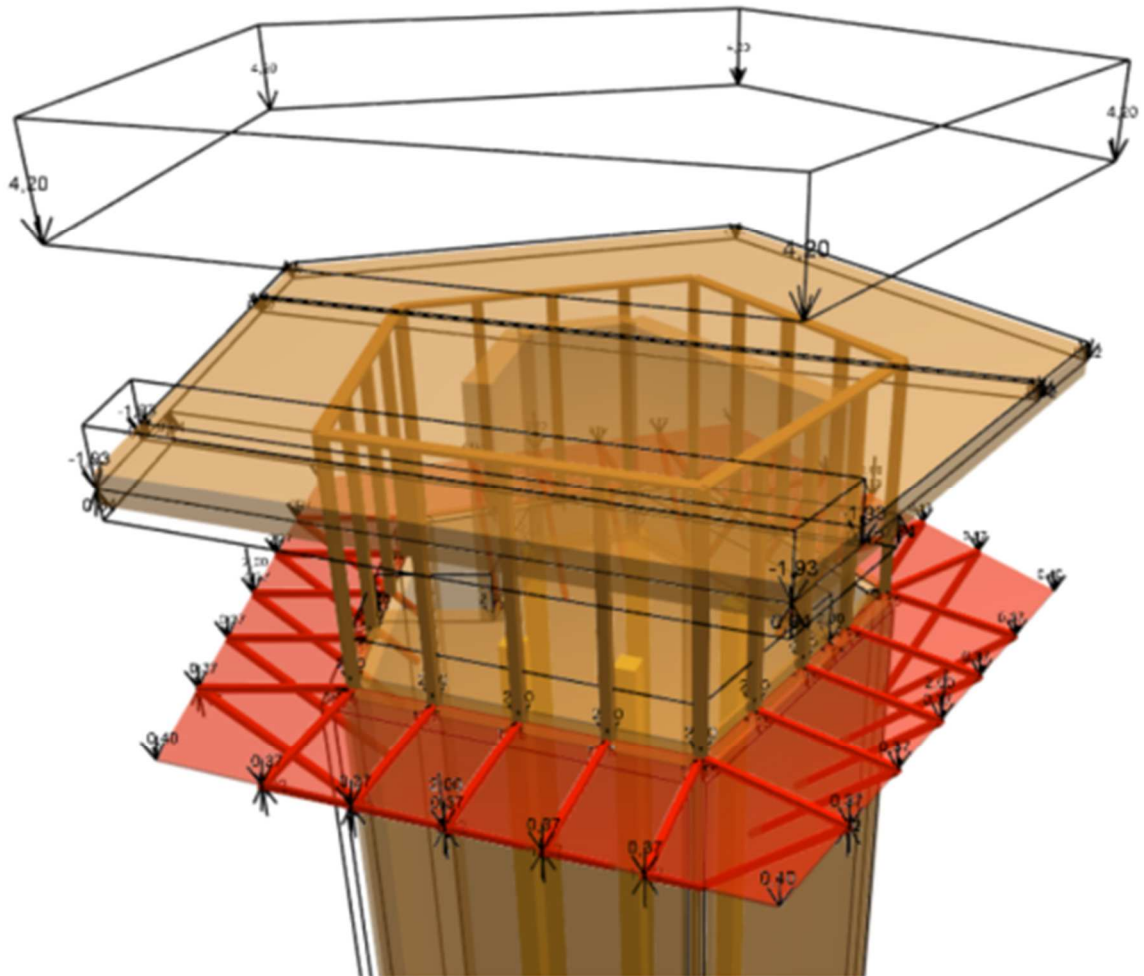
#### Resultat:

Beregninger viser at det oppstår store krefter i tårnkonstruksjonen, hovedsakelig grunnet horisontal vindlast. Dette ga store forskyvninger som resulterte i en maksimal tårnhøyde på 51 meter. Resultatene viser også at massivtreplatene fra Splitkon har høy kapasitet og bestemt høyde setter krav til sterke, innovative forbindelser.

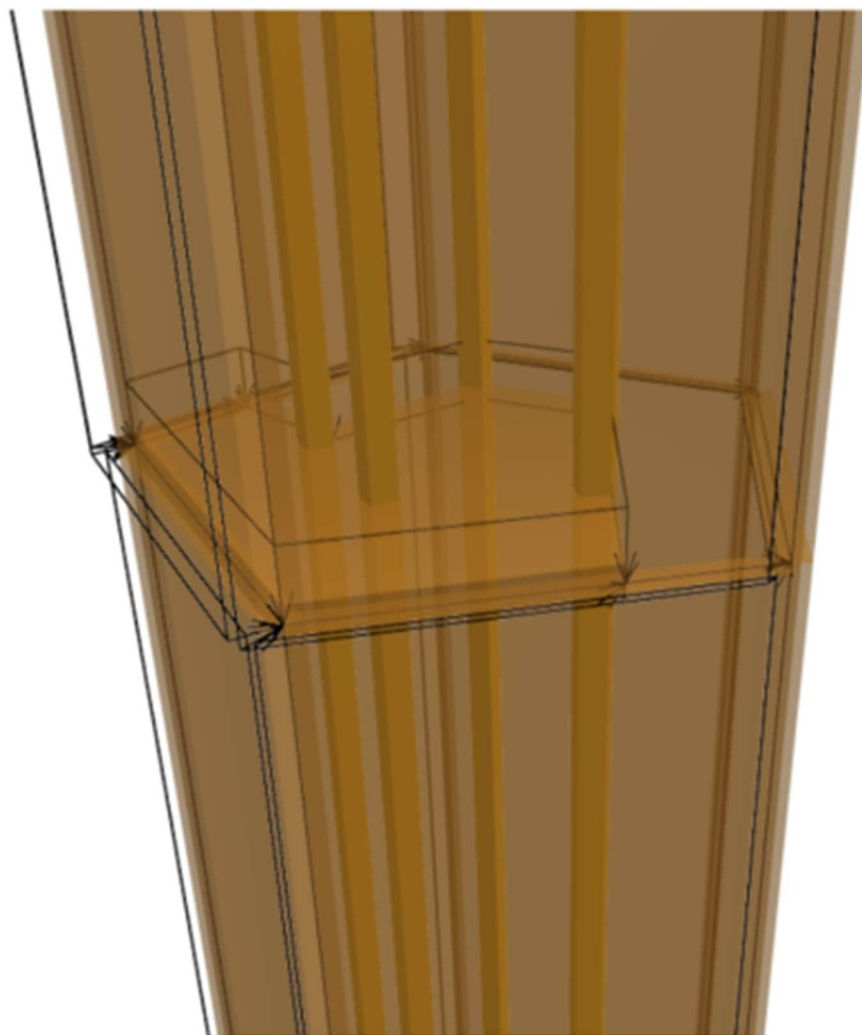
## VEDLEGG B: LASTER OG LASTKOMBINASJONER

### B.1 Laster påført modellen i Focus Konstruksjon

Laster påført modellen i Focus Konstruksjon er vist på dette vedlegget. Laster påført tak og balkong er vist på figuren under. Verdier på laster kan leses av i tabeller under resultat i kapittel 4.1 i rapport.



Vind- og nyttelast påført veggplater og etasjeskille er vist i figuren under. Verdier leses av her i kapittel 4.1 i rapport.



## B.2: Egenlastberegninger

### Plater:

$$\rho_m := 454 \frac{kg}{m^3} \quad \text{Midlere densitet massivtre, hentet fra splitkon tekniske godkjenning}$$

$$g := 9.81 \frac{m}{s^2} \quad \text{Tyngdeakselerasjon}$$

$$b := 3.5 \text{ m} \quad h := 16 \text{ m} \quad t := 0.3 \text{ m} \quad \text{Tverrsnitt}$$

$$V_{plate} := b \cdot h \cdot t = 16.8 \text{ m}^3 \quad \text{Totalt volum plate}$$

$$G_{k.plate} := \rho_m \cdot V_{plate} \cdot \frac{g}{1000} = 75 \text{ kN} \quad \text{Egenlast plate, punktlast}$$

### **Total egenlast plater:**

$$G_{k.plate} := 75 \text{ kN}$$

$$P_{plate} := G_{k.plate} \cdot 15 = 1125 \text{ kN}$$

### Skiver:

$$A_{skive} := 11.276 \text{ m}^2 \quad \text{Areal av skiven}$$

$$t := 0.3 \quad \text{Tykkelse skive}$$

$$V_{skive} := A_{skive} \cdot t = 3.38 \text{ m}^3 \quad \text{Totalt volum skive}$$

$$G_{k.skive} := \rho_m \cdot V_{skive} \cdot \frac{g}{1000} = 15.07 \text{ kN} \quad \text{Total egenlast skive, punktlast}$$

$$g_{k.skive} := \rho_m \cdot t \cdot \frac{g}{1000} = 1.34 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Total egenlast skive, flatelast}$$

### **Total egenlast skiver:**

$$P_{skive} := G_{k.skive} \cdot 3 = 45.2 \text{ kN}$$

### Søyler:

$$\rho_{mean} := 490.5 \frac{kg}{m^3} \quad \text{Densitet limtre, Gl30h}$$

$$b := 0.24m \quad h := 0.24m \quad l := 16m \quad \text{Tverrsnitt søyler}$$

$$V_{søyle} := b \cdot h \cdot l = 0.92 \text{ m}^3 \quad \text{Totalt volum søyle}$$

$$G_{k.søyle} := V_{søyle} \cdot \rho_{mean} \cdot \frac{g}{1000} = 4.43 \text{ kN} \quad \text{Total egenlast søyle, punktlast}$$

### **Total egenlast søyler:**

$$P_{søyle} := G_{k.søyle} \cdot 15 = 66.5 \text{ kN}$$

### Takplate:

$$A_{tak} := 55.502 \text{ m}^2 \quad \text{Areal takskive}$$

$$t := 0.3 \text{ m} \quad \text{Tykkelse takskive}$$

$$V_{tak} := A_{tak} \cdot t = 16.65 \text{ m}^3 \quad \text{Totalt volum takskive}$$

$$G_{tak} := V_{tak} \cdot \rho_m \cdot \frac{g}{1000} = 74.16 \text{ kN} \quad \text{Total egenlast, punktlast}$$

$$g_{tak} := t \cdot \rho_m \cdot \frac{g}{1000} = 1.34 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Total egenlast, flatelast}$$

### **Total egenlast takplate:**

$$P_{tak} := g_{tak} \cdot A_{tak} \cdot 1 = 74.16 \text{ kN}$$



### Stavelementer balkong:

#### Diagonal:

$$\rho_{steel} := 7852.7 \frac{kg}{m^3} \quad \text{Densitet, stål}$$

$$A_{HFRHS.80.5} := 0.00149 m^2 \quad \text{Areal tverrsnitt, hentet fra tabell}$$

$$l := 2.12 \quad m \quad \text{Lengde stavelement}$$

$$V_{stav.D} := A_{HFRHS.80.5} \cdot l = 0 \quad m^3 \quad \text{Totalt volum, diagonalstav}$$

$$G_{stav.D} := V_{stav.D} \cdot \rho_{steel} \cdot \frac{g}{1000} = 0.24 kN \quad \text{Total egenlast, punktlast}$$

#### **Total egenlast diagonalstaver:**

$$P_{stav.D} := G_{stav.D} \cdot 25 = 6.08 \quad kN$$

#### Horisontal:

$$l := 1.5 \quad m \quad \text{Lengde stavelement}$$

$$V_{stav.H} := A_{HFRHS.80.5} \cdot l = 0 \quad m^3 \quad \text{Totalt volum, horisontalstav}$$

$$G_{stav.H} := V_{stav.H} \cdot \rho_{steel} \cdot \frac{g}{1000} = 0.17 \quad kN \quad \text{Total egenlast, punktlast}$$

#### **Total egenlast horisontale staver:**

$$P_{stav.H} := G_{stav.H} \cdot 25 = 4.3 \quad kN$$

#### Vertikal (rekverket):

$$l := 1.5 + 0.85 + 0.85 = 3.2 m$$

$$V_{stav.V} := A_{HFRHS.80.5} \cdot l = 0 \quad m^3$$

$$G_{stav.v} := V_{stav.V} \cdot \rho_{steel} \cdot \frac{g}{1000} = 0.37 kN$$

Stålplate:

$l := 1.5 \text{ m}$     $b := 0.875 \text{ m}$     $t := 0.03 \text{ m}$    Tverrsnitt stålplate, balkong

$g_{k.linje.plate} := t \cdot \rho_{steel} \cdot \frac{g}{1000} = 2.3 \frac{kN}{m^2}$    Total egenlast, flatelast

**Total egenlast balkongplate,:**

$P_{plate.b} := g_{k.linje.plate} \cdot 34.5 = 79.73 \text{ kN}$

Toppkonstruksjon:

Innervegger:

$t := 0.3 \text{ m}$     $h := 2.7 \text{ m}$     $l := 5.9 \text{ m}$    Tverrsnitt innevegger

$g_{k.linje.IV} := t \cdot h \cdot \rho_m \cdot \frac{g}{1000} = 3.61 \frac{kN}{m}$    Total egenlast, linjelast (per m vegg)

**Total egenlast innervegger:**

$P_{iv} := g_{k.linje.IV} \cdot 5.9 = 21.28 \text{ kN}$

Stenderverk:

$\rho_{gl30c} := 430 \frac{kg}{m^3}$    Densitet limtre G130c, hentet fra tabell

$h := 0.115 \text{ m}$     $b := 0.115 \text{ m}$     $l := 2.7 \text{ m}$    Tverrsnitt, stenderverk

$V_{stender} := b \cdot h \cdot l = 0.04 \text{ m}^3$    Totalt volum per stender

$G_{stender} := V_{stender} \cdot \rho_{gl30c} \cdot \frac{g}{1000} = 0.15 \text{ kN}$    Egenlast per stender, punktlast

**Total egenlast stenderverk:**

$P_{stender} := G_{stender} \cdot 20 = 3.01 \text{ kN}$

Svill:

$$l := 3.5 \cdot 5 = 17.5 \text{ m} \quad b := 0.148 \text{ m} \quad h := 0.048 \text{ m} \quad \text{Tverrsnitt svill}$$

$$\rho_{c24} := 350 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad \text{Densitet, C24 konstruskjonsvirke}$$

$$g_{linje.svill} := b \cdot h \cdot \rho_{c24} \cdot \frac{g}{1000} = 0.02 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

**Total egenlast stenderverk:**

$$P_{svill} := g_{linje.svill} \cdot 17.5 = 0.43 \text{ kN}$$

## B.3 Vindlastberegninger

ORIGIN := 1

### Tårnkonstruksjon 51 meter, total høyde:

Leser av referansevindhastighet i tabell NA. 4 (901.1) i NS-EN 1991-1-4:  
Stor-Elvdal kommune i Hedemark:  $V_{b,0} = 22 \text{ m/s}$

4.2(2) Basisvindhastighet,  $V_b$

$C_{dir} := 1.0$  Retningsfaktor, 1,0 for alle vindretninger

$C_{season} := 1.0$  Årstidsfaktor

$C_{alt} := 1.0$  Nivåfaktor

$C_{prob} := 1.0$  Returperioden velges til 50 år

$V_{b,0} := 22 \frac{\text{m}}{\text{s}}$  referansevindhastigheten for valgt område

$$V_b := C_{dir} \cdot C_{season} \cdot C_{alt} \cdot C_{prob} \cdot V_{b,0} = 22 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad (\text{NA 4.1})$$

### 4.3 Middelvind

$C_0 := 1.0$  Terrengformfaktoren (satt lik 1,0 med mindre annet angitt i 4.3.3)

$z_0 := 0.05$  Ruhetslengde Valgt terrengkategori fra tabell 4.1: terrengkat. II

$z_{0,II} := 0.05$  Ruhetslengde for terrengkategori II

$z := 48 \text{ m}$  Høyde på konstruksjonen

$$k_r := 0.19 \cdot \left( \frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0.07} = 0.19 \quad (4.5)$$

$$C_r := k_r \cdot \ln \left( \frac{z}{z_0} \right) = 1.305 \quad (4.4) \quad \text{Ruhetsfaktoren 4.3.2}$$

### 4.3.1 Stedsvindhastighet $v_m(z)$

$$V_m := C_r \cdot C_0 \cdot V_b = 28.704 \text{ m/s} \quad (4.3) \quad \text{Stedsvindhastighet}$$

### 4.5 (1) Vindkasthastighetstrykk $q_p(z_e)$

$$C_{e,b} := 2.1 \quad Z_e = b \quad \text{Eksponeeringsfaktoren, leses av i fig. 4.2}$$

$$C_{e,Zstrip} := 3.35 \quad Z_e = Zstrip$$

$$C_{e,h} := 3.45 \quad Z_e = h$$

$$\rho := 1.25 \quad \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad \text{Densitet, luft}$$

$$q_b := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2 = 302.5 \quad \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \quad (4.10) \quad \text{Basisvindhastighetstrykk}$$

$$q_{p,b} := q_b \cdot C_{e,b} = 635.25 \quad \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \quad (4.8) \quad \text{Vindkasthastighetstrykket}$$

$$q_{p,Zstrip} := q_b \cdot C_{e,Zstrip} = 1013.38 \quad \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$q_{p,h} := q_b \cdot C_{e,h} = 1043.63 \quad \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

### 5.3 Vindkrefter

$F_w$

Beregnet etter metode (2) punkt 5.3(1) i NS-EN 1991-1-4

$$b := 6 \quad m$$

Diameter til den omskrevne sirkel rundt 5.kanten

$$l := 16 \quad m$$

Lengde konstruksjonsdel

$$A_{ref} := b \cdot l = 96 \quad m^2$$

(7.14)

Referanseareal konstruksjonsdel

$$C_s := 1$$

Størrelsesfaktor

$$C_d := 1$$

Dynamisk faktor

$$C_{f,0} := 1.8$$

Kraftfaktoren til konstruksjonen, 5.kant fra tabell 7.11

$$\psi_\lambda := 0.73$$

Endeffekt faktoren

$$C_f := C_{f,0} \cdot \psi_\lambda = 1.314$$

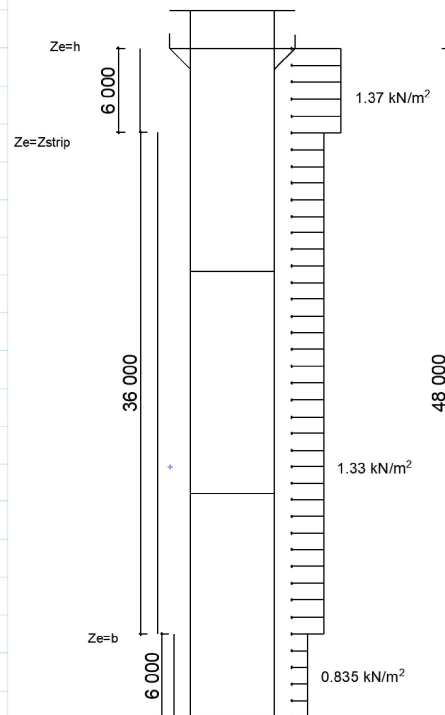
(7.13)

Flatelast:

$$f_{w,b} := C_s \cdot C_d \cdot C_f \cdot q_{p,b} = 834.72 \quad \frac{N}{m^2}$$

$$f_{w,Zstrip} := C_s \cdot C_d \cdot C_f \cdot q_{p,Zstrip} = 1331.57 \quad \frac{N}{m^2}$$

$$f_{w,h} := C_s \cdot C_d \cdot C_f \cdot q_{p,h} = 1371.32 \quad \frac{N}{m^2}$$



Vindkrefter fra metode (2)

### 5.3 Vindkraften $F_w$

Beregnet etter metode (3) punkt 5.3(1) i NS-EN 1991-1-4

Utvendige formfaktorer:

$$c_{pe.10.D} := 0.8$$

Hentet fra tabell 7.1

$$c_{pe.10.E} := -0.7$$

Innvendige formfaktorer:

$$c_{pi.t} := 0.2$$

Hentet fra merknad

$$c_{pi.s} := -0.3$$

7.2.9(6)

**Utvendig trykk for overflate,  $z_e=b$ :**  
**Beregnes etter ligning (5.1) og (5.2).**

$$w_{e.b.D} := q_{p.b} \cdot c_{pe.10.D} = 508.2 \quad \frac{N}{m^2}$$

$$w_{e.b.E} := q_{p.b} \cdot c_{pe.10.E} = -444.675 \quad \frac{N}{m^2}$$

**$z_e=z_{strip}$ :**

$$w_{e.zstrip.D} := q_{p.Zstrip} \cdot c_{pe.10.D} = 810.7 \quad \frac{N}{m^2}$$

$$w_{e.zstrip.E} := q_{p.Zstrip} \cdot c_{pe.10.E} = -709.363 \quad \frac{N}{m^2}$$

**$z_e=h$ :**

$$w_{e.h.D} := q_{p.h} \cdot c_{pe.10.D} = 834.9 \quad \frac{N}{m^2}$$

$$w_{e.h.E} := q_{p.h} \cdot c_{pe.10.E} = -730.538 \quad \frac{N}{m^2}$$

**Innvendig trykk for overflate,  $z_i=b$ :**

$$w_{i.b.t} := q_{p.b} \cdot c_{pi.t} = 127.05 \quad \frac{N}{m^2}$$

$$w_{i.b.s} := q_{p.b} \cdot c_{pi.s} = -190.575 \quad \frac{N}{m^2}$$

**$z_i=z_{strip}$ :**

$$w_{i.zstrip.t} := q_{p.Zstrip} \cdot c_{pi.t} = 202.675 \quad \frac{N}{m^2}$$

$$w_{i.zstrip.s} := q_{p.Zstrip} \cdot c_{pi.s} = -304.013 \quad \frac{N}{m^2}$$

**$z_i=h$ :**

$$w_{i.h.t} := q_{p.h} \cdot c_{pi.t} = 208.725 \quad \frac{N}{m^2}$$

$$w_{i.h.s} := q_{p.h} \cdot c_{pi.s} = -313.088 \quad \frac{N}{m^2}$$

Kombinasjon innvendig- og utvendig trykk:

Innvendig sug:

Innvendig trykk:

$z_e=b$ :

$$w_{e1.b.Di} := w_{e.b.D} - w_{i.b.s} = 698.78$$

$$w_{e2.b.Di} := w_{e.b.D} - w_{i.b.t} = 381.15$$

$$w_{e1.b.Ei} := w_{e.b.E} - w_{i.b.s} = -254.1$$

$$w_{e2.b.Ei} := w_{e.b.E} - w_{i.b.t} = -571.73$$

$z_e=z_{strip}$ :

$$w_{e1.zstrip.Di} := w_{e.zstrip.D} - w_{i.zstrip.s} = 1114.71$$

$$w_{e2.zstrip.Di} := w_{e.zstrip.D} - w_{i.zstrip.t} = 608.03$$

$$w_{e1.zstrip.Ei} := w_{e.zstrip.E} - w_{i.zstrip.s} = -405.35$$

$$w_{e2.zstrip.Ei} := w_{e.zstrip.E} - w_{i.zstrip.t} = -912.04$$

$z_e=h$ :

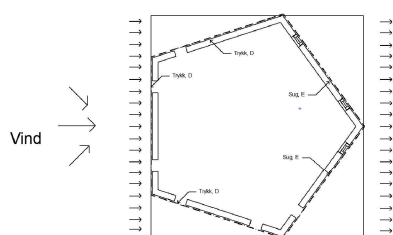
$$w_{e1.h.Di} := w_{e.h.D} - w_{i.h.s} = 1147.99$$

$$w_{e2.h.Di} := w_{e.h.D} - w_{i.h.t} = 626.18$$

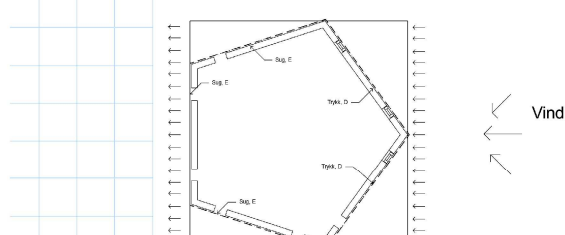
$$w_{e1.h.Ei} := w_{e.h.E} - w_{i.h.s} = -417.45$$

$$w_{e2.h.Ei} := w_{e.h.E} - w_{i.h.t} = -939.26$$

Disse to tilfellene testes både for situasjon 1 og situasjon 2 som vist i figurene under.



Situasjon 1



Situasjon 2

Begge tilfellene ble testen i Focus Konstruksjon, for begge situasjoner. Den verste lastkombinasjonen ble valgt ut fra hvilken som ga størst forskyvning i konstruksjonen av metode (2) og (3).

Resultat: Verste lastkombinasjon, vindlast, ble situasjon 1, innvendig sug med metode (2).



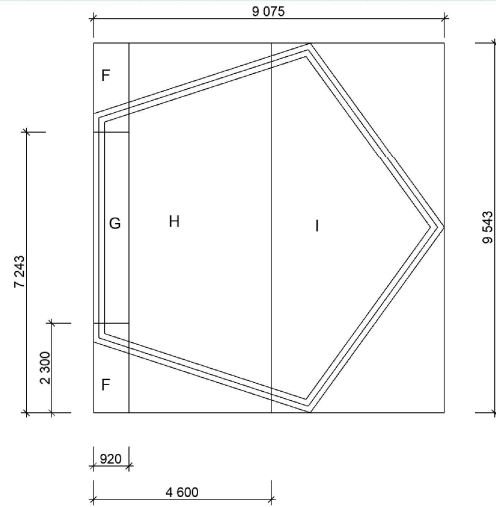
Vindlast tak og takutstikk

Sone F: A = 0.1 m<sup>2</sup> Arealet er så lite, ser bort i fra denne

Sone G: A = 5.23 m<sup>2</sup> C<sub>pe.5G</sub> := -2.15

Sone H: A = 27.5 m<sup>2</sup> C<sub>pe.10H</sub> := -0.7

Sone I: A = 22.5 m<sup>2</sup> C<sub>pe.10It</sub> := 0.2  
C<sub>pe.10Is</sub> := -0.2

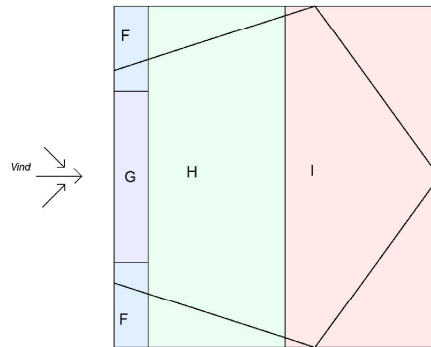


Innvendig vindtrykk

7.2.9 (6) merknad 2

C<sub>pi.t</sub> := 0.2

C<sub>pi.s</sub> := -0.3



Totalt vindtrykk soner på tak: (innvendig trykk):

G      q<sub>t.G</sub> := q<sub>p.h</sub> • (C<sub>pe.5G</sub> - C<sub>pi.t</sub>) = -2452.5       $\frac{N}{m^2}$

H      q<sub>t.H</sub> := q<sub>p.h</sub> • (C<sub>pe.10H</sub> - C<sub>pi.t</sub>) = -939.3       $\frac{N}{m^2}$

I      q<sub>t.It</sub> := q<sub>p.h</sub> • (C<sub>pe.10It</sub> - C<sub>pi.s</sub>) = 521.8       $\frac{N}{m^2}$

I      q<sub>t.Is</sub> := q<sub>p.h</sub> • (C<sub>pe.10Is</sub> - C<sub>pi.t</sub>) = -417.5       $\frac{N}{m^2}$

For sone I velges tilfelle som blir ugünstigst

Totalt vindtrykk soner på tak:(innvendig sug):

$$G \quad q_{t.G} := q_{p.h} \cdot (C_{pe.5G} - C_{pi.s}) = -1930.7 \quad \frac{N}{m^2}$$

$$H \quad q_{t.H} := q_{p.h} \cdot (C_{pe.10H} - C_{pi.s}) = -417.5 \quad \frac{N}{m^2}$$

$$I \quad q_{t.It} := q_{p.h} \cdot (C_{pe.10It} - C_{pi.s}) = 521.8 \quad \frac{N}{m^2}$$

$$I \quad q_{t.Is} := q_{p.h} \cdot (C_{pe.10Is} - C_{pi.s}) = 104.4 \quad \frac{N}{m^2}$$

For sone I velges  
tilfelle som blir  
ugunstigst

7.2.1 Generelt ( Trykk under takutstikk og balkong):

Merknad 7.2.1 (3) , vindtrykket under takutstikk settes lik trykket på veggen ved takutstikk.

$$w_{e.h.D} = 834.9 \quad \frac{N}{m^2}$$

## B.4 Snølastberegninger

NS-EN 1991-1-3:2003+A1:2015+NA:2018 Snølaster

*Karakteristisk snølast på mark, tabell NA.4.1(901)*

$$S_{k,0} := 4.0 \frac{kN}{m^2}$$

$$H := 710 \text{ m.o.h}$$

Korrigeres etter punkt NA.4.1(1) på grunn av høyde over havet

$$H_g := 450 \text{ m.o.h}$$

$$n := \frac{(H - H_g)}{100} = 2.6$$

$$\Delta S_k := 1.0$$

$$S_k := S_{k,0} + n \cdot \Delta S_k = 6.6 \frac{kN}{m^2}$$

$$S_{k,maks} := 6.5 \frac{kN}{m^2}$$

$$S_k > S_{k,maks} \quad \text{da settes :} \quad S_k := S_{k,maks} = 6.5 \frac{kN}{m^2}$$

### 5.2 Lasttilfelle

*Benytter merknad (3)a) for vedvarende/forbigående dimensjonerende situasjoner:*

$$\mu := 0.8 \quad \text{Snølastens formfaktor, gitt i tabell 5.2}$$

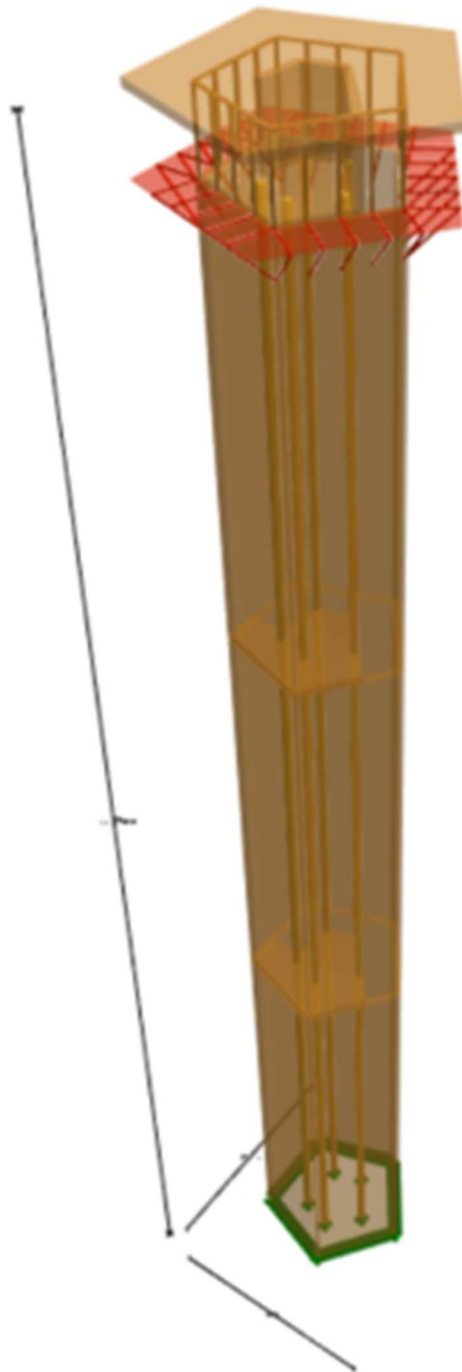
$$C_e := 0.8 \quad \text{eksponeringskoeffisienten, tabell 5.1}$$

$$C_t := 1 \quad \text{den termiske koeffisienten, etter punkt 5.2(8)}$$

$$S := \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k = 4.2 \frac{kN}{m^2} \quad (5.1) \quad \text{Endelig snølast på tak}$$

# VEDLEGG C: FOCUS KONSTRUKSJON

## C.1 Modell i Focus Konstruksjon



## C.2 Verifisering av Focus Konstruksjon:

### C.2.1 Verifisering av egenvekt av modell i konstruksjon

Nedenfor summeres den totale egenlasten til alle konstruksjonselementene. Resultatet sammenlignes med summeringen av alle reaksjonskreftene i z-retning på modellen i Focus Konstruksjon. Analysen i Focus Konstruksjon kjøres med kun egenlast og uten lastfaktorer.

*Håndberegning fra MathCad-dokument:*

**Total egenlast plater:**      **Total egenlast skiver:**      **Total egenlast søyler:**

$$P_{plate} := 1125 \text{ kN} \quad P_{skive} := 45.2 \text{ kN} \quad P_{søyle} := 66.5 \text{ kN}$$

**Total egenlast takplate:**      **Total egenlast diagonalstaver:**

$$P_{tak} := 74.16 \text{ kN} \quad P_{stav.D} := 6.08 \text{ kN}$$

**Total egenlast horisontale staver:**      **Total egenlast balkongplate,:**

$$P_{stav.H} := 4.3 \text{ kN} \quad P_{plate.b} := 79.73 \text{ kN}$$

**Total egenlast innervegger:**      **Total egenlast stenderverk:**

$$P_{iv} := 21.28 \text{ kN} \quad P_{stender} := 3.01 \text{ kN}$$

**Total egenlast stenderverk:**

$$P_{svill} := 0.43 \text{ kN}$$

$$P_{tot} := P_{plate} + P_{tak} + P_{skive} + P_{iv} + P_{stav.D} + P_{stav.H} + P_{svill} + P_{stender} + P_{plate.b} + P_{søyle} = 1425.7 \text{ kN}$$

Avlesning reaksjonskrefter fra lastanalyse i Focus Konstruksjon:

Reaksjonskrefter, søyler: [kN]

$$R_{s,1} := 23.1 \quad R_{s,2} := 22.39 \quad R_{s,3} := 21.71 \quad R_{s,4} := 21.29 \quad R_{s,5} := 22.7$$

Reaksjonskrefter, opplegg under plater: [kN]

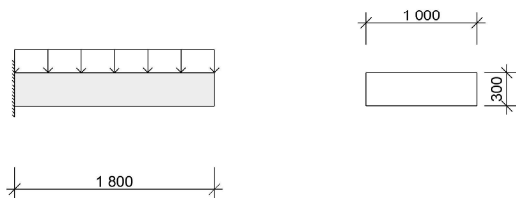
$$R_{p,1} := 316.44 \quad R_{p,2} := 240.06 \quad R_{p,3} := 271.13 \quad R_{p,4} := 270.55 \quad R_{p,5} := 212.37$$

$$R_{FK} := R_{s,1} + R_{s,2} + R_{s,3} + R_{s,4} + R_{s,5} + R_{p,1} + R_{p,2} + R_{p,3} + R_{p,4} + R_{p,5} = 1421.74 \quad kN$$

OK! Kontrollen beviser at modellen i Focus Konstruksjon har inkludert alle konstruksjonselementene og at kraftfordelingen er riktig for egenlasten da alle kreftene blir ført ned til opplager.

## C.2.2 Verifisering nedbøyning takplate

Beregnes ved bjelketeori:



$$L := 1.854 \quad m \quad \rho := 454 \quad \frac{kg}{m^3} \quad S_k := 4.2 \quad \frac{kN}{m^2}$$

$$h := 0.3 \quad m \quad g := 9.81 \quad \frac{m}{s^2}$$

$$b := 1.0 \quad m$$

$$q_e := b \cdot h \cdot \rho \cdot \frac{g}{1000} = 1.3 \quad \frac{kN}{m} \quad \text{Egenlast}$$

$$q_s := S_k \cdot b = 4.2 \frac{kN}{m} \quad \text{Snølast}$$

$$q := q_e + q_s = 5.5 \frac{kN}{m} \quad \text{Total last}$$

$$E := 709000 \frac{kN}{m^2} \quad \text{E-modul om svak akse, hentet fra Splitkon tekniske datablad}$$

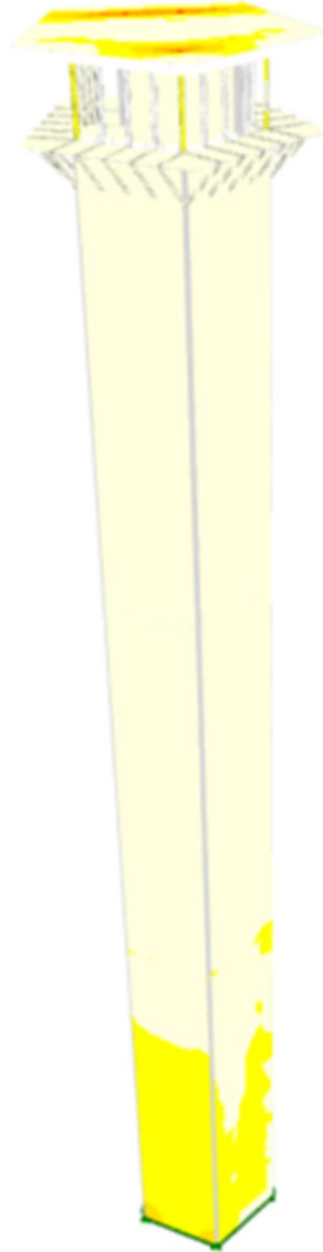
$$I := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = 0.00225 \quad m^4$$

$$w := \frac{q \cdot L^4}{8 \cdot E \cdot I} = 0.005125 \quad m \quad \text{Hentet fra tabell 3.3 i Stålkonstruksjoner}$$

$$w := w \cdot 1000 = 5.125 \quad mm \quad \text{Total nedbøyning i mm på enden av bjelken}$$

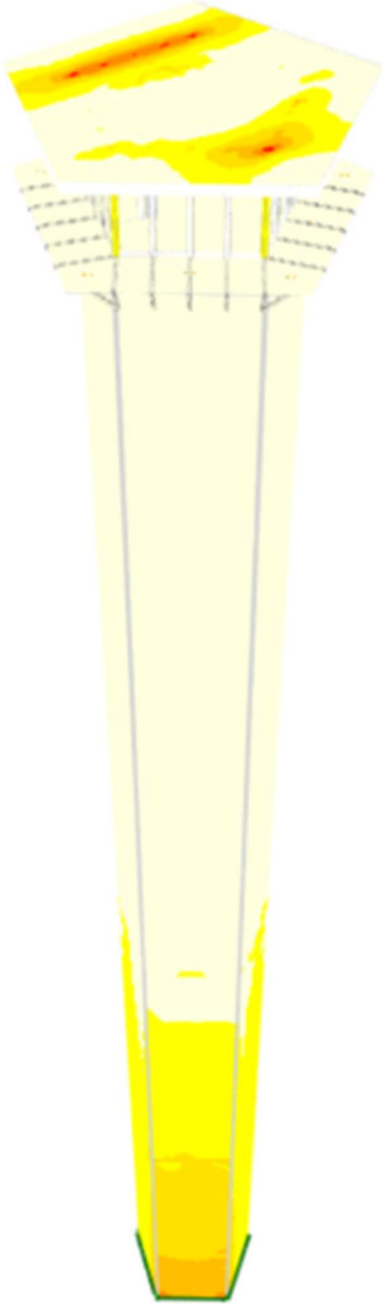
### C.3 Kapasitetsanalyse i Focus Konstruksjon

Kapasitetskontrollen for 51 meter tårnkonstruksjonen vises i figuren under.

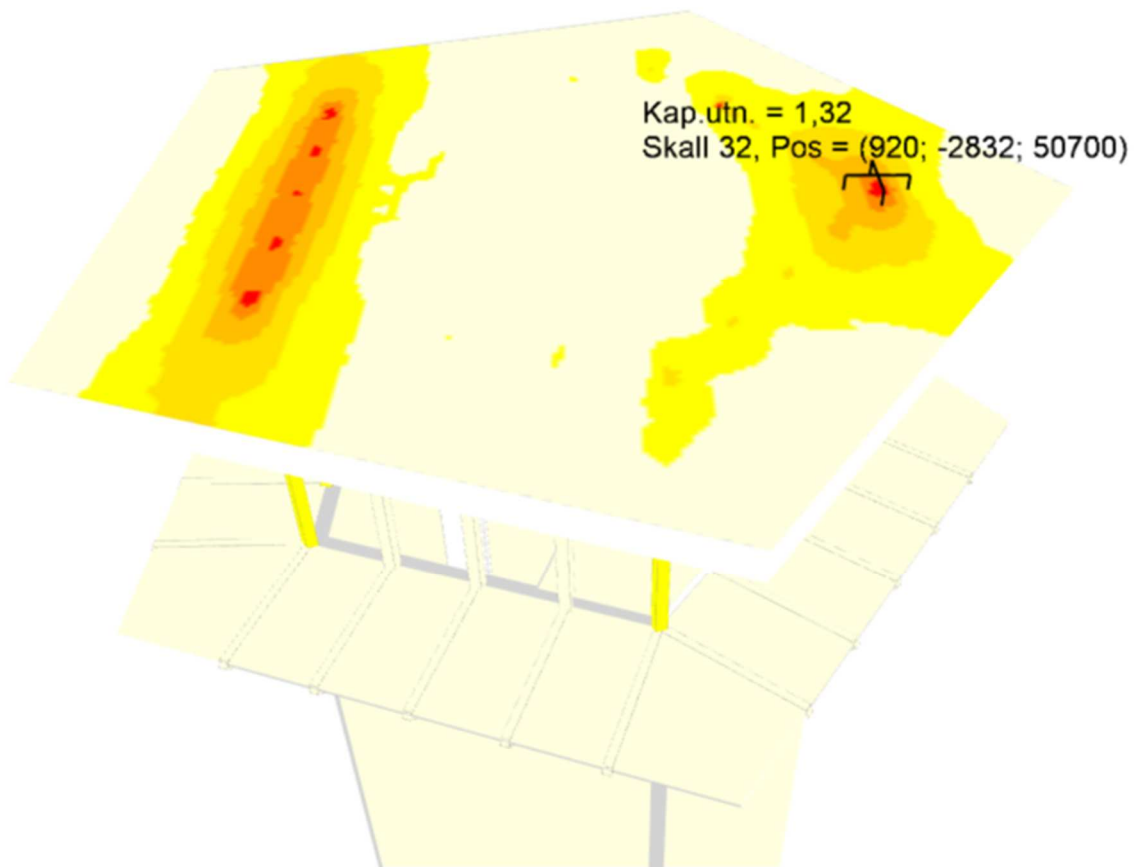




Kapasitetskontroll for 67 meter tårnkonstruksjonen vises i figuren under.



Kapasitetsutnyttelsen for takplaten, likt resultat for både 51 og 64 meter, er vist i figuren under. Dette danner grunnlaget for nødvendig forsterkning av takplaten, på grunn av kapasitetsoverskridelse.



## VEDLEGG D: BEREGNINGSMETODER

ORIGIN := 1

### D.1: Skjæranalogimetoden

Beregning av styrke- og stivhetsegenskaper i sterk akse til massivtre med skjæranalogimetoden

Beregnes ut fra Hefte 3 Dimensjonering, Treteknisk Håndbok

Element: Splitkon Massivtre 300mm doble yttersjikt

$$E_{T22} := 13000 \frac{N}{mm^2}$$

$$b := 1000 \text{ mm}$$

$$E_{90.T15} := 230 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_{T15} := 11500 \frac{N}{mm^2}$$

$$d_{yttersjikt} := 45 \text{ mm}$$

$$E_{90.T22} := 430 \frac{N}{mm^2}$$

$$d_{innersjikt} := 40 \text{ mm}$$

$$d_1 := d_{yttersjikt} = 45$$

$$d_3 := d_{innersjikt} = 40$$

Bjelke A:

$$EI_A := \frac{b}{12} \cdot \left( (4 \cdot E_{T22} \cdot d_1^3) + (1 \cdot E_{T15} \cdot d_3^3) + (2 \cdot E_{90.T15} \cdot d_3^3) \right) = 4.587 \cdot 10^{11} \text{ Nmm}^2$$

Bjelke B:

$$z_1 := 127.5 \text{ mm} \quad z_2 := 82.5 \text{ mm} \quad z_3 := 40 \text{ mm}$$

$$z_7 := z_1 \quad z_6 := z_2 \quad z_5 := z_3$$

$$EI_B := b \cdot \left( (2 \cdot E_{T22} \cdot d_1 \cdot z_1^2) + (2 \cdot E_{T22} \cdot d_1 \cdot z_2^2) + (2 \cdot E_{90.T15} \cdot d_3 \cdot z_3^2) \right) = 2.701 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2$$

Beregnet E-modul:

$$EI_{ef} := EI_A + EI_B = 2.747 \cdot 10^{13}$$

$$E_{element} := \frac{EI_{ef}}{\frac{1}{12} \cdot 1000 \cdot 300^3} = 12209.434 \frac{N}{mm^2}$$

Skjærmodul (G-modul):

Bjelke A:

$$GA_A := \infty$$

Bjelke B:

$$a := 255 \text{ mm} \quad G_{T22} := 810 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad G_{T15} := 720 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$G_{T15.90} := 50 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$GA_B := a^2 \cdot \frac{1}{2 \cdot \left( \frac{d_1}{2 \cdot G_{T22} \cdot b} \right) + 2 \cdot \left( \frac{d_3}{G_{T15.90} \cdot b} \right) + 3 \cdot \left( \frac{d_3}{G_{T15} \cdot b} \right)} = 3.568 \cdot 10^7$$

Beregnet skjærmodul:

$$G_{\text{element}} := \frac{GA_B}{a \cdot b} = 139.939 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

## D.2 Kapasitetskontroll innvendige søyler

Søylene kapasitet kontrolleres etter NS-EN 1995-1-1, Prosjektering av trekonstruksjoner

$$N_{ED} := 87.85 \cdot 10^3 \quad N \quad \text{Dimensjonerende aksialkraft}$$

GL32H:

Kapasiteter og data hentet fra tabell 1-2 i limtreboka

$$f_{c.0.k} := 32 \quad \frac{N}{mm^2} \quad f_{m.k} := 32 \quad \frac{N}{mm^2} \quad E_{0.05} := 11800 \quad \frac{N}{mm^2}$$

$$k_{mod} := 0.9 \quad 3.1.3 (2)$$

$$\gamma_m := 1.15 \quad \text{Sikkerhetsfaktor for limtre}$$

$$h := 240 \quad mm \quad b := 240 \quad mm \quad l := 16000 \quad mm$$

### 6.1.4(1) : Trykk i fiberretning

Følgende ligning må være oppfylt for at trykkapasitet i fiberretning skal være oppfylt:

$$\sigma_{c.0.d} \leq f_{c.0.d} \quad (6.2)$$

$$\sigma_{c.0.d} := \frac{N_{ED}}{b \cdot h} = 1.53 \quad \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{c.0.d} := \frac{f_{c.0.k}}{\gamma_m} \cdot k_{mod} = 25.04 \quad \frac{N}{mm^2}$$

*Trykkapasiteten til søylen er tilstrekkelig, OK..*

### 6.3.2 : Søylers utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning

Ligning (6.23) og (6.24) må være oppfylt for at søylen skal stå i mot knekking:

$$\frac{\sigma_{c.0.d}}{k_{cy} \cdot f_{c.0.d}} + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} \leq 1.0 \quad (6.23)$$

$$\frac{\sigma_{c.0.d}}{k_{cz} \cdot f_{c.0.d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} \leq 1.0 \quad (6.24)$$

Søylen er ikke utsatt for bøyning:

$$\sigma_{m.y.d} := 0 \quad f_{m.y.d} := f_{m.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m} = 25.04 \quad \frac{N}{mm^2} \quad \text{Kan da sette: } k_m := 0$$

$$\sigma_{m.z.d} := 0 \quad f_{m.z.d} := f_{m.k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m} = 25.04 \quad \frac{N}{mm^2}$$

Søylens kvadratiske tverrsnitt fører til at vi ikke får noe forskjell på sterk- og svak akse.

Søylens knekk lengde før avstivning:  $L_{k.1} := l = 16000 \quad mm$

Søylens knekk lengde etter avstivning: 2 avstivninger pga. trappa:  $L_{k.2} := \frac{l}{3} = 5333.333 \quad mm$

$$i_{y,z} := \frac{h}{\sqrt{12}} = 69.28 \quad mm$$

Formel hentes fra tabell 2.1 i Stålkonstruksjoner

$$\lambda_{y,z.1} := \frac{L_{k.1}}{i_{y,z}} = 230.94$$

$$\lambda_{y,z.2} := \frac{L_{k.2}}{i_{y,z}} = 76.98$$

$$\lambda_{rel.1} := \frac{\lambda_{y,z.1}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c.0.k}}{E_{0.05}}} = 3.83 \quad (6.21)$$

$$\lambda_{rel.2} := \frac{\lambda_{y,z.2}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c.0.k}}{E_{0.05}}} = 1.28$$

Relativt slankhetstall

$\beta_c := 0.1$  For limtre, ligning (6.29)

$$k_{y,z,1} := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,1} - 0.3) + \lambda_{rel,1}^2) = 8 \quad (6.27)$$

$$k_{y,z,2} := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,2} - 0.3) + \lambda_{rel,2}^2) = 1.36$$

$$k_{c,1} := \frac{1}{k_{y,z,1} + \sqrt{k_{y,z,1}^2 - \lambda_{rel,1}^2}} = 0.07 \quad (6.25)$$

$$k_{c,2} := \frac{1}{k_{y,z,2} + \sqrt{k_{y,z,2}^2 - \lambda_{rel,2}^2}} = 0.54$$

Sjekker opp mot ligning (6.23):

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,1} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = 0.92 \quad 0.92 \leq 1.0$$

*Det vil ikke skje knekking av søylen på 16m spennlengde, og utnyttelsen av søylens kapasitet ligger på 92%*

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,2} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = 0.11 \quad 0.11 \leq 1.0$$

*Det vil ikke skje knekking av søylen med avstivninger, og utnyttelsen av søylens kapasitet ligger på 11.%*

*Søylens kapasitet er god nok for dimensjonerende lasttilfellet.*

### D.3 Kapasitetskontroll veggplater

ORIGIN := 1

Massivtrelementene kontrolleres ut i fra The CLT Handbook (TCH) og NS-EN 1995-1-1

#### Kapasiteter hentet fra tabell Splitcon:

##### Bøyfasthet

$$k_{mod} := 0.9 \quad \gamma_m := 1.25 \quad \text{tabell 4.3a pr. EN 1995-1-1:20XX}$$

Sterk akse, Y:

$$f_{myk} := 28.6 \frac{N}{mm^2} \quad f_{myd} := f_{myk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m} = 20.59 \frac{N}{mm^2}$$

Svak akse, X:

$$f_{maxk} := 1.2 \frac{N}{mm^2} \quad f_{maxd} := f_{maxk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m} = 0.86 \frac{N}{mm^2}$$

Skivevirkning:

Sterk akse, Z1:

$$f_{mkz1} := 21.2 \frac{N}{mm^2} \quad f_{mdz1} := f_{mkz1} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m} = 15.26 \frac{N}{mm^2}$$

Svak akse, Z2:

$$f_{mkz2} := 5.9 \frac{N}{mm^2} \quad f_{mdz2} := f_{mkz2} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m} = 4.25 \frac{N}{mm^2}$$

##### Strekfasthet

Sterk akse, X:

$$f_{tkx} := 15.2 \frac{N}{mm^2} \quad f_{tdx} := f_{tkx} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m} = 10.94 \frac{N}{mm^2}$$

Svak akse, Y:

$$f_{tky} := 2.1 \frac{N}{mm^2} \quad f_{tdy} := f_{tky} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m} = 1.51 \frac{N}{mm^2}$$



Tverrstrekk, Z:

$$f_{tkz} := 0.4 \quad \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{tdz} := f_{tkz} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m} = 0.29 \quad \frac{N}{mm^2}$$

### **Trykkfasthet**

Sterk akse, X:

$$f_{ckx} := 18.4 \quad \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{cdx} := f_{ckx} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m} = 13.248 \quad \frac{N}{mm^2}$$

Svak akse, Y:

$$f_{cky} := 5.6 \quad \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{cdy} := f_{cky} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m} = 4.032 \quad \frac{N}{mm^2}$$

Vinkelrett på fiberretning, Z:

$$f_{ckz} := 3.0 \quad \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{cdz} := f_{ckz} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m} = 2.16 \quad \frac{N}{mm^2}$$

### **Skjærfasthet:**

Sterk akse, XZ:

$$f_{vkxz} := 0.7 \quad \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{vdxz} := f_{vkxz} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m} = 0.504 \quad \frac{N}{mm^2}$$

Svak akse, YZ:

$$f_{vkyz} := 0.7 \quad \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{vdyz} := f_{vkyz} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m} = 0.504 \quad \frac{N}{mm^2}$$

Skivevirkning, XY: Hentet fra tabell 3.6 s 38 svensk håndbok. Etter samtale med splitkon er det riktig å anvende dette (fv090.(x,y)lay.k).

$$f_{vkxy} := 4 \quad \frac{N}{mm^2} \quad f_{vdkxy} := f_{vkxy} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m} = 2.88 \quad \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{vkyx} := 4 \quad \frac{N}{mm^2} \quad f_{vdkyx} := f_{vkyx} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m} = 2.88 \quad \frac{N}{mm^2}$$

**Andre arealmoment, I:**  
Beregnes ut i fra formler gitt i tabell 3.9 i TCH.

$$h := 300 \quad b_x := 1000 \quad b_y := 1000 \quad h_x := 220 \quad h_y := 80$$

Om y-akse:

$$t_1 := 45 \quad t_2 := 45 \quad t_3 := 0 \quad t_4 := 40 \quad t_5 := 0 \quad t_6 := 45$$

$$t_7 := 45 \quad a_1 := 127.5 \quad a_2 := 82.5 \quad a_3 := 40 \quad a_4 := 0$$

$$a_5 := 40 \quad a_6 := 82.5 \quad a_7 := 127.5 \quad E_1 := 13 \quad E_2 := 13$$

$$E_3 := 0 \quad E_4 := 11.5 \quad E_5 := 0 \quad E_6 := 13 \quad E_7 := 13 \quad E_{ref} := 12.2$$

$$I_{x.net} := \sum_{i=1}^7 \frac{E_i}{E_{ref}} \cdot \frac{b_x \cdot t_i^3}{12} + \sum_{i=1}^7 \frac{E_i}{E_{ref}} \cdot b_x \cdot t_i \cdot a_i^2 = 2.249 \cdot 10^9 \quad mm^4$$

Om x-akse:

$$s_1 := 0 \quad s_2 := 0 \quad s_3 := 40 \quad s_4 := 0 \quad s_5 := 40 \quad s_6 := 0$$

$$s_7 := 0 \quad a_1 := 127.5 \quad a_2 := 82.5 \quad a_3 := 40 \quad a_4 := 0 \quad a_5 := 40$$

$$a_6 := 82.5 \quad a_7 := 127.5 \quad E_1 := 0 \quad E_2 := 0 \quad E_3 := 11.5 \quad E_4 := 0$$

$$E_5 := 11.5 \quad E_6 := 0 \quad E_7 := 0 \quad E_{ref} := 12.2$$

$$I_{y.net} := \sum_{i=1}^7 \frac{E_i}{E_{ref}} \cdot \frac{b_y \cdot s_i^3}{12} + \sum_{i=1}^7 \frac{E_i}{E_{ref}} \cdot b_y \cdot s_i \cdot a_i^2 = 1.307 \cdot 10^8 \quad mm^4$$

### Elastisk motstandsmoment, $W_y$ og $W_x$ :

$$W_x := \frac{2 \cdot I_{x.net}}{h} = 1.499 \cdot 10^7 \quad mm^3$$

$$W_y := \frac{2 \cdot I_{y.net}}{h} = 8.714 \cdot 10^5 \quad mm^3$$

### Effektivt areal, $A_{x.net}$ , $A_{y.net}$ :

$$A_{x.net} := b_x \cdot h_x = 2.2 \cdot 10^5 \quad mm^2$$

$$A_{y.net} := b_y \cdot h_y = 8 \cdot 10^4 \quad mm^2$$

### Sjekker moment- og aksialkapasitet (trykk), om y-aksen:

$$M_{yEd.s} := 13.21 \cdot 10^6 \quad \frac{Nmm}{m.plate}$$

$$N_{x.t} := 961.42 \cdot 10^3 \quad \frac{N}{m.plate} \quad (\text{trykk})$$

$$\sigma_{myd.t} := \frac{M_{yEd.s}}{W_x} = 0.881 \quad \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{c0d} := \frac{N_{x.t}}{A_{x.net}} = 4.37 \quad \frac{N}{mm^2}$$

$$A_{x.net} = 2.2 \cdot 10^5 \quad mm^2$$

$$N_{x.t} = 9.614 \cdot 10^5 \quad N$$

### Sjekker bøyningkapasitet:

Kontrolleres vha NS-EN 1995-1-1

#### 6.2.4 Kombinert bøyning og aksialt trykk

$$k_m := 1 \quad 6.1.6 (2) EC5$$

$$\left( \frac{\sigma_{c0d}}{f_{cdx}} \right)^2 + \frac{\sigma_{myd.t}}{f_{myd}} \leq 1.0$$

Forenkling av (6.19) og (6.20)

$$\left( \frac{\sigma_{c0d}}{f_{cdx}} \right)^2 + \frac{\sigma_{myd.t}}{f_{myd}} = 0.152 \quad 0.152 \leq 1.0 \quad \text{OK!}$$

**Sjekker moment- og aksialkapasitet (strekk), om y-aksen:**

$$M_{yEd.s} := 31.061 \cdot 10^6 \frac{Nmm}{m.plate}$$

$$N_{x.s} := 964.5 \cdot 10^3 \frac{N}{m.plate} \quad (\text{strekk})$$

$$\sigma_{myd.s} := \frac{M_{yEd.s}}{W_x} = 2.072 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{t0d} := \frac{N_{x.s}}{A_{x.net}} = 4.384 \frac{N}{mm^2}$$

Sjekker bøyningkapasitet:

### 6.2.3 Kombinert bøyning og aksialt strekk

$$k_m := 1.0 \quad 6.1.6 (2) EC5$$

$$\frac{\sigma_{t0d}}{f_{tdx}} + \frac{\sigma_{myd.s}}{f_{myd}} \leq 1.0 \quad \text{Forenkling av (6.17) og (6.18)}$$

$$\frac{\sigma_{t0d}}{f_{tdx}} + \frac{\sigma_{myd.s}}{f_{myd}} = 0.501 \quad 0.501 \leq 1.0 \quad \text{OK!}$$

**Første arealmoment, S:**  
**Ligning 3.13 og 3.16 fra TCH**

$a_1 := 127.5$	$a_2 := 82.5$	$a_3 := 40$	$a_4 := 0$	$a_5 := 40$	$a_6 := 82.5$	$a_7 := 127.5$
$t_1 := 45$	$t_2 := 45$	$t_3 := 0$	$t_4 := 40$	$t_5 := 0$	$t_6 := 45$	$t_7 := 45$
$b_x := 1000$	$E_1 := 13$	$E_2 := 13$	$E_3 := 0$	$E_4 := 11.5$	$E_5 := 0$	$E_6 := 13$
$E_7 := 13$	$E_{ref} := 12.2$	$t_k := 40$	$a_k := 0$			

$$S_{x.net} := \sum_{i=1}^4 \frac{E_i}{E_{ref}} \cdot b_x \cdot t_i \cdot a_i + b_x \cdot \frac{\left(\frac{t_k}{2} - a_k\right)^2}{2} = 1.027 \cdot 10^7 \quad mm^4 \quad (3.13)$$

$a_1 := 127.5$	$a_2 := 82.5$	$a_3 := 40$	$a_4 := 0$	$a_5 := 40$	$a_6 := 82.5$	$a_7 := 127.5$
$t_1 := 0$	$t_2 := 0$	$t_3 := 40$	$t_4 := 0$	$t_5 := 40$	$t_6 := 0$	$t_7 := 0$
$b_y := 1000$	$E_1 := 0$	$E_2 := 0$	$E_3 := 11.5$	$E_4 := 0$	$E_5 := 11.5$	$E_6 := 0$
$E_7 := 0$	$E_{ref} := 12.2$					

$$S_{R.y.net} := \sum_{i=1}^4 \frac{E_i}{E_{ref}} \cdot b_y \cdot t_i \cdot a_i = 1.508 \cdot 10^6 \quad mm^3 \quad (3.16)$$

**Skjærkontroll utføres etter ligninger gitt i The CLT Handbook:**

**Skjærkontroll parallell til platekant:**

$$\tau_{v.xz.d} \leq f_{vdxz} \quad (3.55)$$

$$V_{xz.d} := 60.49 \cdot 10^3 \quad N$$

$$\tau_{v.xz.d} := \frac{S_{x.net} \cdot V_{xz.d}}{I_{x.net} \cdot b_x} = 0.276202 \quad \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{vdxz} = 0.504 \quad \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{\tau_{v.xz.d}}{f_{vdxz}} = 0.548$$

OK!

**Rulleskjær:**

$$\tau_{Rv.yz.d} \leq f_{vdyz} \quad (3.56)$$

$$V_{yz.d} := 2.8 \cdot 10^3 \quad N$$

$$\tau_{Rv.yz.d} := \frac{S_{R.y.net} \cdot V_{yz.d}}{I_{y.net} \cdot b_y} = 0.03231$$

$$f_{vdyz} = 0.504 \quad \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{\tau_{Rv.yz.d}}{f_{vdyz}} = 0.064 \quad \text{OK!}$$

**Skjærkontroll langs platekanten:**

$$\tau_{v.xy.d} \leq f_{v dxy} \quad (3.57)$$

$$N_{xy.d} := 98.42 \cdot 10^3 \quad N \quad N$$

$$\tau_{v.xy.d} := \frac{N_{xy.d}}{A_{x.net}} = 0.447 \quad \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{\tau_{v.xy.d}}{f_{v dxy}} = 0.155 \quad \text{OK!}$$

$$\tau_{v.yx.d} \leq f_{v dyx} \quad (3.58)$$

$$\tau_{v.yx.d} := \frac{N_{xy.d}}{A_{y.net}} = 1.23 \quad \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{v dyx} := 2.88 \quad \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{\tau_{v.yx.d}}{f_{v dyx}} = 0.427 \quad \text{OK!}$$

## D.4 Kapasitetskontroll takplate

NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010 Prosjektering av trekonstruksjoner  
The CLT handbook, Swedish Wood

**Kapasiteter hentet fra tabell Splitcon:**

### Bøyefasthet

$$k_{mod} := 0.9 \quad \gamma_m := 1.25 \quad \text{tabell 4.3a pr.EN 1995-1-1:20XX}$$

Sterk akse, Y:

$$f_{myk} := 28.6 \quad \frac{N}{mm^2} \quad f_{myd} := f_{myk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m} = 20.59 \quad \frac{N}{mm^2}$$

Svak akse, X:

$$f_{mxk} := 1.2 \quad \frac{N}{mm^2} \quad f_{mxd} := f_{mxk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m} = 0.86 \quad \frac{N}{mm^2}$$

Skivevirkning:

Sterk akse, Z1:

$$f_{mkz1} := 21.2 \quad \frac{N}{mm^2} \quad f_{mdz1} := f_{mkz1} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m} = 15.26 \quad \frac{N}{mm^2}$$

Svak akse, Z2:

$$f_{mkz2} := 5.9 \quad \frac{N}{mm^2} \quad f_{mdz2} := f_{mkz2} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m} = 4.25 \quad \frac{N}{mm^2}$$

### Strekfasthet

Sterk akse, X:

$$f_{tkx} := 15.2 \quad \frac{N}{mm^2} \quad f_{tdx} := f_{tkx} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m} = 10.94 \quad \frac{N}{mm^2}$$

Svak akse, Y:

$$f_{tky} := 2.1 \quad \frac{N}{mm^2} \quad f_{tdy} := f_{tky} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m} = 1.51 \quad \frac{N}{mm^2}$$



Tverrstrekk, Z:

$$f_{tkz} := 0.4 \quad \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{tdz} := f_{tkz} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m} = 0.29 \quad \frac{N}{mm^2}$$

### **Trykkfasthet**

Sterk akse, X:

$$f_{ckx} := 18.4 \quad \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{cdx} := f_{ckx} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m} = 13.248 \quad \frac{N}{mm^2}$$

Svak akse, Y:

$$f_{cky} := 5.6 \quad \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{cdy} := f_{cky} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m} = 4.032 \quad \frac{N}{mm^2}$$

Vinkelrett på fiberretning, Z:

$$f_{ckz} := 3.0 \quad \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{cdz} := f_{ckz} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m} = 2.16 \quad \frac{N}{mm^2}$$

### **Skjærfasthet:**

Sterk akse, XZ:

$$f_{vkxz} := 0.7 \quad \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{vdxz} := f_{vkxz} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m} = 0.504 \quad \frac{N}{mm^2}$$

Svak akse, YZ:

$$f_{vkyz} := 0.7 \quad \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{vdyz} := f_{vkyz} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m} = 0.504 \quad \frac{N}{mm^2}$$

Skivevirkning, XY: Hentet fra tabell 3.6 s 38 svensk håndbok. Etter samtale med splitkon er det riktig å anvende dette

$$f_{vkxy} := 4 \quad \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{vdxy} := f_{vkxy} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m} = 2.88 \quad \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{vkyx} := 4 \quad \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{vdyx} := f_{vkyx} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m} = 2.88 \quad \frac{N}{mm^2}$$

**Andre arealmoment, I:****Beregnest etter formler gitt i tabell 3.9 i The CLT Handbook**

$$h := 300 \quad b_x := 1000 \quad b_y := 1000 \quad h_x := 220 \quad h_y := 80$$

Om y-akse:

$$\begin{aligned}
 t_1 &:= 45 & t_2 &:= 45 & t_3 &:= 0 & t_4 &:= 40 & t_5 &:= 0 & t_6 &:= 45 \\
 t_7 &:= 45 & a_1 &:= 127.5 & a_2 &:= 82.5 & a_3 &:= 40 & a_4 &:= 0 \\
 a_5 &:= 40 & a_6 &:= 82.5 & a_7 &:= 127.5 & E_1 &:= 13 & E_2 &:= 13 \\
 E_3 &:= 0 & E_4 &:= 11.5 & E_5 &:= 0 & E_6 &:= 13 & E_7 &:= 13 & E_{ref} &:= 12.2
 \end{aligned}$$

$$I_{x.net} := \sum_{i=1}^7 \frac{E_i}{E_{ref}} \cdot \frac{b_x \cdot t_i^3}{12} + \sum_{i=1}^7 b_x \cdot t_i \cdot a_i^2 = 2.113 \cdot 10^9 \quad mm^4$$

Om x-akse:

$$\begin{aligned}
 s_1 &:= 0 & s_2 &:= 0 & s_3 &:= 40 & s_4 &:= 0 & s_5 &:= 40 & s_6 &:= 0 \\
 s_7 &:= 0 & a_1 &:= 127.5 & a_2 &:= 82.5 & a_3 &:= 40 & a_4 &:= 0 & a_5 &:= 40 \\
 a_6 &:= 82.5 & a_7 &:= 127.5 & E_1 &:= 0 & E_2 &:= 0 & E_3 &:= 11.5 & E_4 &:= 0 \\
 E_5 &:= 11.5 & E_6 &:= 0 & E_7 &:= 0 & E_{ref} &:= 12.2
 \end{aligned}$$

$$I_{y.net} := \sum_{i=1}^7 \frac{E_i}{E_{ref}} \cdot \frac{b_y \cdot s_i^3}{12} + \sum_{i=1}^7 b_y \cdot s_i \cdot a_i^2 = 1.381 \cdot 10^8 \quad mm^4$$

**Elastisk motstandsmoment,  $W_y$  og  $W_x$ :**

$$W_x := \frac{2 \cdot I_{x.net}}{h} = 1.409 \cdot 10^7 \quad mm^3$$

$$W_y := \frac{2 \cdot I_{y.net}}{h} = 9.204 \cdot 10^5 \quad mm^3$$

**Effektivt areal,  $A_{x.net}$ ,  $A_{y.net}$ :**

$$A_{x.net} := b_x \cdot h_x = 2.2 \cdot 10^5 \quad mm^2$$

$$A_{y.net} := b_y \cdot h_y = 8 \cdot 10^4 \quad mm^2$$

Sjekker moment- og aksialkapasitet (strekk), om y-aksen:

$$M_{yEd.s} := 16.15 \cdot 10^6 \quad \frac{Nmm}{m.plate}$$

$$N_{x.s} := 0.51 \cdot 10^3 \quad \frac{N}{m.plate} \quad (\text{strekk})$$

$$\sigma_{myd.s} := \frac{M_{yEd.s}}{W_x} = 1.146 \quad \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{t0d} := \frac{N_{x.s}}{A_{x.net}} = 0.002 \quad \frac{N}{mm^2}$$

Sjekker bøyningsskapasitet:

6.2.3 Kombinert bøyning og aksialt strekk

$$k_m := 1.0 \quad 6.1.6 (2) \text{ EC5}$$

$$\frac{\sigma_{t0d}}{f_{tdx}} + \frac{\sigma_{myd.s}}{f_{myd}} \leq 1.0 \quad \text{Forenkling av (6.17) og (6.18)}$$

$$\frac{\sigma_{t0d}}{f_{tdx}} + \frac{\sigma_{myd.s}}{f_{myd}} = 0.056 \quad 0.056 \leq 1.0 \quad \text{OK!}$$

**Første arealmoment, S:**

**Beregnes etter formen (3.13) og (3.16) i The CLT Handbook**

$$a_1 := 127.5 \quad a_2 := 82.5 \quad a_3 := 40 \quad a_4 := 0 \quad a_5 := 40 \quad a_6 := 82.5 \quad a_7 := 127.5$$

$$t_1 := 45 \quad t_2 := 45 \quad t_3 := 0 \quad t_4 := 40 \quad t_5 := 0 \quad t_6 := 45 \quad t_7 := 45$$

$$b_x := 1000 \quad E_1 := 13 \quad E_2 := 13 \quad E_3 := 0 \quad E_4 := 11.5 \quad E_5 := 0 \quad E_6 := 13$$

$$E_7 := 13 \quad E_{ref} := 12.2 \quad t_k := 40 \quad a_k := 0$$

$$S_{x.net} := \sum_{i=1}^4 \frac{E_i}{E_{ref}} \cdot b_x \cdot t_i \cdot a_i + b_x \cdot \frac{\left(\frac{t_k}{2} - a_k\right)^2}{2} = 1.027 \cdot 10^7 \quad mm^4 \quad (3.13)$$

$$a_1 := 127.5 \quad a_2 := 82.5 \quad a_3 := 40 \quad a_4 := 0 \quad a_5 := 40 \quad a_6 := 82.5 \quad a_7 := 127.5$$

$$t_1 := 0 \quad t_2 := 0 \quad t_3 := 40 \quad t_4 := 0 \quad t_5 := 40 \quad t_6 := 0 \quad t_7 := 0$$

$$b_y := 1000 \quad E_1 := 0 \quad E_2 := 0 \quad E_3 := 11.5 \quad E_4 := 0 \quad E_5 := 11.5 \quad E_6 := 0$$

$$E_7 := 0 \quad E_{ref} := 12.2$$

$$S_{R.y.net} := \sum_{i=1}^4 \frac{E_i}{E_{ref}} \cdot b_y \cdot t_i \cdot a_i = 1.508 \cdot 10^6 \quad mm^3 \quad (3.16)$$

**Skjærkontroll utføres etter The CLT Handbook**

**Skjærkontroll parallell til platekant:**

$$\tau_{v.xz.d} \leq f_{vdxz} \quad (3.55)$$

$$V_{xz.d} := 3.49 \cdot 10^3 \quad N$$

$$\tau_{v.xz.d} := \frac{S_{x.net} \cdot V_{xz.d}}{I_{x.net} \cdot b_x} = 0.016962$$

$$f_{vdxz} = 0.504$$

$$\frac{\tau_{v.xz.d}}{f_{vdxz}} = 0.034 \quad \text{OK!}$$

**Rulleskjær:**

$$\tau_{Rv.yz.d} \leq f_{vdyz} \quad (3.56)$$

$$V_{yz.d} := 18.75 \cdot 10^3 \quad N$$

$$\tau_{Rv.yz.d} := \frac{S_{R.y.net} \cdot V_{yz.d}}{I_{y.net} \cdot b_y} = 0.20484$$

$$f_{vdyz} = 0.504$$

$$\frac{\tau_{Rv.yz.d}}{f_{vdyz}} = 0.406 \quad \text{OK!}$$

**Skjærkontroll langs platekanten:**

$$\tau_{v.xy.d} \leq f_{v dxy} \quad (3.57)$$

$$N_{xy.d} := 0.35 \cdot 10^3 \quad N$$

$$\tau_{v.xy.d} := \frac{N_{xy.d}}{A_{x.net}} = 0.002$$

$$f_{v dxy} = 2.88 \quad \text{OK!}$$

$$\frac{\tau_{v.xy.d}}{f_{v dxy}} = 5.524 \cdot 10^{-4}$$

$$\tau_{v.yx.d} \leq f_{v dyx} \quad (3.58)$$

$$\tau_{v.yx.d} := \frac{N_{xy.d}}{A_{y.net}} = 0.004$$

$$\frac{\tau_{v.yx.d}}{f_{v dyx}} = 0.002 \quad \text{OK!}$$

## D.4.1 Forsterkning i takplate

$$B := 115 \text{ mm}$$

$$H := 300 \text{ mm}$$

$$a := 30 \text{ mm}$$

$$L_a := 115 \text{ mm}$$

$$\gamma_m := 1.25 \quad k_{mod} := 0.9$$

$$\gamma_{m1} := 1.00 \quad k_{c,90} := 1.75$$

$$F_{v,Rd} := 132.7 \cdot 10^3 \text{ N} \quad \text{Punktlast vinkelrett på fiberretning overside plate}$$

$$F_{c,90,Rd} := 53.8 \cdot 10^3 \text{ N} \quad \text{Punktlast vinkelrett på fiberretning over opplager}$$

$$f_{c,90,k} := 3.0 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{c,90,d} := f_{c,90,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m} = 2.16 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Sjekker oppleggsflate uten forsterkning:

$$\tau_d := \frac{1.5 \cdot F_{v,Rd}}{B \cdot H} = 5.77 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_d \leq f_{c,90,g,d} \quad \text{IKKE OK!}$$

Velger å bruke skruer som skjærarmering:  
VGS 9x200 ( VGS9200)

$$L := 200 \text{ mm}$$

$$b := 190 \text{ mm}$$

$$n_0 := 1 \text{ stk}$$

$$n_{90} := 1 \text{ stk}$$

$$n := n_0 \cdot n_{90} = 1 \text{ stk}$$

$$a_1 := 45 \text{ mm} \quad a := 1464 \text{ mm}$$

$$a_2 := 45 \text{ mm} \quad a_{1,CG} := 1500 \text{ mm}$$



$$l_{ef.2} := L + (n_0 - 1) \cdot a_1 + \min(a_{1.CG}, L) = 400 \quad mm$$

$$l_{ef.1} := L_a + a + 30 = 1.609 \cdot 10^3 \quad mm$$

$$R_{ax.90.Rk} := 21.59 \cdot 10^3 \quad N$$

$$R_{kik} := 17.25 \cdot 10^3 \quad N$$

$$R_{ax.Rd} := \min\left(\frac{R_{ax.90.Rk} \cdot k_{mod}}{\gamma_m}, \frac{R_{kik}}{\gamma_{m1}}\right) = 1.554 \cdot 10^4 \quad N$$

$$R_{c.90.Rd} := \min(k_{c.90} \cdot B \cdot l_{ef.1} \cdot f_{c.90.d} + n \cdot R_{ax.Rd}, B \cdot l_{ef.2} \cdot f_{c.90.d}) = 9.936 \cdot 10^4 \quad N$$

$$F_{c.90.Rd} \geq R_{c.90.Rd} \quad \text{OK!}$$

## D.5 Kapasitetskontroll stenderverk

NS-EN 1995-1-1:2004+AI:2008+NA:2010 Prosjektering av trekonstruksjoner

$$\gamma_m := 1.15 \quad k_{mod} := 0.9 \quad k_m := 1.0 \quad 6.1.6 (2)$$

Geometri:

$$b := 115 \text{ mm} \quad h := 115 \text{ mm} \quad l_k := 2700 \text{ mm}$$

$$A := b \cdot h = 1.323 \cdot 10^4 \text{ mm}^2$$

$$W := \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 = 2.535 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$$

Laster, hentet fra Focus Konstruksjon:

$$N_{Ed} := 53.97 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$M_{yEd} := 0.57 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$M_{zEd} := 0.05 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$\sigma_{c0d} := \frac{N_{Ed}}{A} = 4.081 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{myd} := \frac{M_{yEd}}{W} = 2.249 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{mzd} := \frac{M_{zEd}}{W} = 0.197 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kapasiteter:

Hentes ut fra tabell 1-1 i Limtreboka

$$f_{c0k} := 24.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{c0d} := \frac{k_{mod}}{\gamma_m} \cdot f_{c0k} = 19.174 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{mk} := 30 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{md} := \frac{k_{mod}}{\gamma_m} \cdot f_{mk} = 23.478 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_{0.05} := 10800 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

## kap 6.2 Tverrsnittskontroll:

### 6.2.4 kombinert bøyning og aksialt trykk:

$$\left(\frac{\sigma_{c0d}}{f_{c0d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{myd}}{f_{md}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{mzd}}{f_{md}} \leq 1.0 \quad (6.19)$$

$$\left(\frac{\sigma_{c0d}}{f_{c0d}}\right)^2 + k_m \cdot \frac{\sigma_{myd}}{f_{md}} + \frac{\sigma_{mzd}}{f_{md}} \leq 1.0 \quad (6.20)$$

$$\left(\frac{\sigma_{c0d}}{f_{c0d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{myd}}{f_{md}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{mzd}}{f_{md}} = 0.149 \quad 0.149 \leq 1.0 \quad \text{Tv.kontroll OK!}$$

*Tverrsnittskontroll ok, 14,9% av kapasitet utnyttet*

## kap 6.3 Stabilitet bygningsdeler:

Ligning (6.23) og (6.24) må være oppfylt for at det ikke skal foregå knekking:

$$\frac{\sigma_{c0d}}{k_{cy} \cdot f_{c0d}} + \frac{\sigma_{myd}}{f_{myd}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{mzd}}{f_{mzd}} \leq 1.0 \quad (6.23)$$

$$\frac{\sigma_{c0d}}{k_{cy} \cdot f_{c0d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{myd}}{f_{myd}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{mzd}}{f_{mzd}} \leq 1.0 \quad (6.24)$$

Finn  $k_{cy}$ :

$$\beta_c := 0.1 \quad (6.29)$$

$$\lambda_y := \frac{l_k}{h} \cdot \sqrt{12} = 81.331$$

$$\lambda_{rel,y} := \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c0k}}{E_{0.05}}} = 1.233 \quad (6.21)$$

$$k_y := 0.5 \cdot \left(1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2\right) = 1.307 \quad (6.27)$$

$$k_{cy} := \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = 0.575 \quad (6.25)$$

$$\frac{\sigma_{c0d}}{k_{cy} \cdot f_{c0d}} + \frac{\sigma_{myd}}{f_{md}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{mzd}}{f_{md}} = 0.474$$

$$0.474 \leq 1.0$$

*Kapasiteten mot knekking er utnyttet 47,4%*

*Stenderverket har god nok kapasitet. Tverrsnittskontroll og kontroll av knekking OK!*

# VEDLEGG E: FORBINDELSER

## E.1 Dimensjonering forbindelse Spider

$$\gamma_{steel} := 1.00 \quad \gamma_{mT} := 1.25 \quad k_{mod} := 0.9$$

$$f_{ckx} := 18 \frac{N}{mm^2}$$

$$b := 240 \text{ mm} \quad h := 240 \text{ mm}$$

$$A := b \cdot h = 57600 \text{ mm}^2$$

### Kapasiteter:

#### Massivtre:

$$R_{timber.up.k} := f_{ckx} \cdot \frac{A}{1000} = 1036.8 \text{ kN}$$

$$R_{timber.down.k} := f_{ckx} \cdot \frac{A}{1000} = 1036.8 \text{ kN}$$

$$R_{timber.up.d} := \frac{R_{timber.up.k} \cdot k_{mod}}{\gamma_{mT}} = 746.496 \text{ kN}$$

$$R_{timber.down.d} := \frac{R_{timber.down.k} \cdot k_{mod}}{\gamma_{mT}} = 746.496 \text{ kN}$$

#### Spideren:

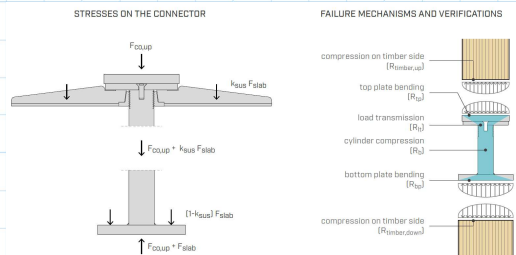
$$R_{tp.k} := 1689 \text{ kN}$$

$$R_{lt.k} := 2031 \text{ kN}$$

$$R_{b.k} := 2474 \text{ kN}$$

$$R_{bp.k} := 2519 \text{ kN}$$

$$R_{tp.d} := \frac{R_{tp.k} \cdot k_{mod}}{\gamma_{steel}} = 1520.1 \text{ kN}$$



$$R_{b.d} := \frac{R_{b.k} \cdot k_{mod}}{\gamma_{steel}} = 2226.6 \quad kN$$

$$R_{bp.d} := \frac{R_{bp.k} \cdot k_{mod}}{\gamma_{steel}} = 2267.1 \quad kN$$

**Belastninger:**

$$F_{co.up.d} := 66.22 \quad kN$$

$$F_{slab.d} := 17.58 \quad kN$$

$$k_{sus} := 0.7$$

Fslab=Vzx avlest i Focus pos: -976;957;16000

Uten forsterkning

**Kontroller, ligningene nedenfor må være oppfylt for verifikasjon av spider SPI100S300:**

$$\frac{F_{co.up.d}}{\min(R_{timber.up.d}, R_{tp.d}, R_{lt.d})} \leq 1.0$$

$$\frac{F_{co.up.d} + k_{sus} \cdot F_{slab.d}}{\min(R_{b.d}, R_{bp.d})} \leq 1.0$$

$$\frac{F_{co.up.d} + F_{slab.d}}{R_{timber.down.d}} \leq 1.0$$

$$\frac{F_{co.up.d}}{\min(R_{timber.up.d}, R_{tp.d}, R_{lt.d})} = 0.089 \quad 0.089 \leq 1.0$$

$$\frac{F_{co.up.d} + k_{sus} \cdot F_{slab.d}}{\min(R_{b.d}, R_{bp.d})} = 0.035 \quad 0.035 \leq 1.0$$

$$\frac{F_{co.up.d} + F_{slab.d}}{R_{timber.down.d}} = 0.112 \quad 0.112 \leq 1.0$$

Kontroll av spider ok, kapasitet ikke utnyttet i det hele tatt.

## E.2 Dimensjonering forbindelse balkong - massivtreplater

Krefter hentet ut fra Focus Konstruksjon:

$$k_{mod} := 0.9 \quad \gamma_m := 1.25$$

$$A_z := 5.05 \cdot 10^3 \quad N$$

$$A_y := 0.14 \cdot 10^3 \quad N$$

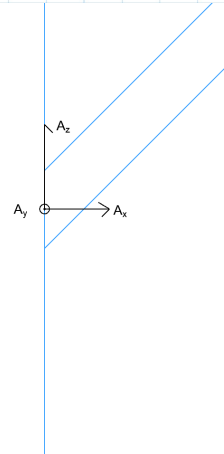
$$A_x := 5.05 \cdot 10^3 \quad N$$

Per bolt:

$$f_z := \frac{A_z}{4} = 1262.5 \quad N$$

$$f_y := \frac{A_y}{4} = 35 \quad N$$

$$f_x := \frac{A_x}{4} = 1262.5 \quad N$$



*Krefter hentet fra Focus Konstruksjon.*

Diagonalstav HFRHS80.80.5:

$$h := 80 \quad mm \quad b := 80 \quad mm \quad t := 5 \quad mm$$

$$f_y := 355 \quad \frac{N}{mm^2} \quad f_u := 510 \quad \frac{N}{mm^2}$$

Stålplate:

$$t_s := 6 \quad mm$$

Bolter:

$$n := 4 \quad stk \quad d := 12 \quad mm \quad \text{Velger M16x120 bolter}$$

$$f_{u,k} := 800 \quad \frac{N}{mm^2} \quad D := 3 \cdot d = 36 \quad mm \quad l_b := 120 \quad mm$$

Massivtre:

$$\rho_k := 454 \quad \frac{kg}{m^3}$$

$$b_m := 300 \quad mm$$

$$f_{czk} := 3.0 \quad \frac{N}{mm^2}$$

$$t_1 := l_b - t_s = 114 \quad mm \quad \text{Inntrengingsdybde}$$

**Kontrollerer avstandskrav for å finne stålplatens størrelse:**

Kontrolleres etter tabell 10.4 i prEN 1995-1-1:20XX

$$a_1 := (4 + 0) \cdot d = 48 \quad mm \quad \text{Her er } \cos(90)=0$$

$$a_2 := 4 \cdot d = 48 \quad mm$$

$$a_{3t} := \max(7 \cdot d, 80) = 84 \quad mm$$

$$a_{4t} := \max(2 + 2 \cdot 1 \cdot d, 3 \cdot d) = 36 \quad mm \quad \text{Her er } \sin(90)=0$$

$$a_{4c} := 3 \cdot d = 36 \quad mm$$

*Her blir minstre tillatt tversnitt på platen 132x84mm.*



### Sjekker kapasitet til sveisforbindelse mellom stålplate og HFRHS-stav:

Velger a-mål ut i fra minstekrav i førge NS-EN 1993-1-8:

$$a_{min} := 3 \quad mm$$

$$\beta_w := 0.9$$

$$l_w := b = 80 \quad mm$$

$$\gamma_{m2} := 1.25$$

Velger å bruke forenklet metode 4.5.3.3 NS-EN 1993-1-8:

$$q_{wN} := \frac{A_z}{l_w \cdot 4} = 15.781 \quad \frac{N}{mm}$$

$$q_{wM} := 0$$

$$q_{wV} := \frac{A_x}{l_w \cdot 2} = 31.563 \quad \frac{N}{mm}$$

$$q_{wT} := 0$$

$$F_{w.Ed} := \sqrt{(q_{wN} + q_{wM})^2 + (q_{wV} + q_{wT})^2} = 35.288 \quad (4.2)$$

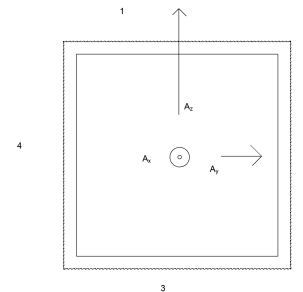
$$f_{vw.d} := \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{m2}} = 261.732$$

$$F_{w.Rd} := f_{vw.d} \cdot a_{min} = 785.196$$

$$F_{w.Ed} \leq F_{w.Rd} \quad \text{OK!} \quad (4.2)$$

$$\frac{F_{w.Ed}}{F_{w.Rd}} = 0.045$$

Formel (4.2) er oppfylt, 4.5% utnyttelse av sveisens kapasitet.



*Az tas opp av side 2 og 4*

*Ay tas opp av side 1 og 3*

*Ax tas opp av side 1,2,3 og 4*

### Sjekker kapasitet til bolteforbindelse stålplate mot tre:

Forbindelsene dimensjoneres etter nytt utkast av trestandard, pr.EN 1995-1-1:20XX:

$$M_{y.Rk} := 0.3 \cdot f_{u.k} \cdot d^{2.6} = 1.535 \cdot 10^5 \quad Nmm \quad (10.30)$$

$$f_{h.0.k} := 0.082 \cdot (1 - 0.01 \cdot d) \cdot \rho_k = 32.761 \quad \frac{N}{mm^2} \quad (10.32)$$

$$k_{90} := 1.35 + 0.015 \cdot d = 1.53 \quad (10.33)$$

$$\alpha := 90$$

$$\sin \alpha = \alpha_1 := 1 \quad \cos \alpha = \alpha_2 := 0$$

$$f_{h.\alpha.k} := \frac{f_{h.0.k}}{k_{90} \cdot (\alpha_1)^2 + (\alpha_2)^2} = 21.412 \quad \frac{N}{mm^2} \quad (10.31)$$

### Aksialbelastede bolter

$$F_{ax.Rk} := \frac{\pi}{4} \cdot 3 \cdot f_{czk} \cdot \left( (D)^2 - (d+1)^2 \right) = 7.966 \cdot 10^3$$

$$F_{ax.Rd} := F_{ax.Rk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m} \cdot \frac{1}{1000} = 5.736 \quad kN$$

$$F_{x.Ed} := f_x \cdot \frac{1}{1000} = 1.263 \quad kN$$

$$F_{x.Ed} \leq F_{ax.Rd} \quad \text{Uttrekkskapasitet ok! 22\% kapasitetsutnyttelse, OK!}$$

$$\frac{F_{x.Ed}}{F_{ax.Rd}} = 0.22$$

Forbindelser stål mot tre:

$$f_{v.Rk.1} := 0.4 \cdot f_{h.\alpha.k} \cdot t_1 \cdot d = 1.172 \cdot 10^4 \quad N \quad (10.9)$$

$$f_{v.Rk.2} := 1.15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y.Rk} \cdot f_{h.\alpha.k} \cdot d} = 1.021 \cdot 10^4 \quad N$$

$$\tau := \min\left(f_{v.Rk.2} \cdot 0.25, \frac{F_{ax.Rk}}{4}\right) = 1.992 \cdot 10^3 \quad N$$

Velger bruddform 2:

$$F_{v.Rk} := f_{v.Rk.2} + \tau = 1.221 \cdot 10^4 \quad N$$

$$F_{v.Rd} := F_{v.Rk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m} \cdot \frac{1}{1000} = 8.788 \quad kN$$

$$F_{v.Ed} := f_z \cdot \frac{1}{1000} = 1.263 \quad kN$$

$$F_{v.Ed} \leq F_{v.Rd}$$

$$\frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}} = 0.144 \quad \text{Kapacitetsutnyttelse på 14.4\%, OK!}$$

### E.3 Dimensjonering forbindelse konstruksjon - fundament

Forbindelsene beregnes etter Rothoblaas' tekniske datablad for gitt løsning

#### WHT plate C: WHTPLATE540 LBA nails Ø4x60

$$k_{mod} := 0.9 \quad \gamma_m := 1.25 \quad \gamma_{steel} := 1$$

$$R_{CLT} := 83.5 \quad \text{kN}$$

$$R_{k.steel} := 70.6 \quad \text{kN}$$

$$R_{d.concrete} := 48.2 \quad \text{kN}$$

$$R_{d.min} := \min\left(\frac{R_{CLT} \cdot k_{mod}}{\gamma_m}, \frac{R_{k.steel}}{\gamma_{steel}}, R_{d.concrete}\right) = 48.2 \quad \text{kN}$$

$$R_{vertikal} := 964.51 \quad \text{kN}$$

$$R_{d.min} \geq R_{vertikal}$$

IKKE OK! Trenger større dimensjoner av forbindelsen.

#### TITAN plate C: TPC300 LBA nails Ø4x60

$$R_{CLT} := 49.6 \quad \text{kN}$$

$$R_{k.steel} := 64.0 \quad \text{kN}$$

$$R_{d.concrete} := 34.4 \quad \text{kN}$$

$$R_{d.min} := \min\left(\frac{R_{CLT} \cdot k_{mod}}{\gamma_m}, \frac{R_{k.steel}}{\gamma_{steel}}, R_{d.concrete}\right) = 34.4 \quad \text{kN}$$

$$R_{horisontal} := 64.77 \quad \text{kN}$$

$$R_{d.min} \geq R_{horisontal}$$

IKKE OK! Trenger større dimensjoner av forbindelsen.

**XS10: XS10160 SBD Ø7,5x135**

$$R_{CLT} := 197.0 \quad \text{kN}$$

$$R_{k.steel} := 59.0 \quad \text{kN}$$

$$R_{d.min.trykk} := \frac{R_{CLT} \cdot k_{mod}}{\gamma_m} = 141.84$$

$$R_{d.min.strekk} := \frac{R_{k.steel}}{\gamma_{steel}} = 59$$

$$N_{trykk} := 88.54 \quad \text{kN}$$

$$N_{strekk} := 52.22 \quad \text{kN}$$

$$R_{d.min.trykk} \geq N_{trykk}$$

$$R_{d.min.strekk} \geq N_{strekk}$$

OK! Kapasiteten til XS10160 er god!

## **E.4 Dimensjonering forbindelse veggplate - veggplate**

### **Oversiktsliste:**

- E.4-1 Skruens aksialkapasitet - vertikale lameller
- E.4-2 Skruens aksialkapasitet - horisontale lameller
- E.4-3 Skruens tverrkapasitet - vertikale lameller
- E.4-4 Skruens tverrkapasitet - horisontale lameller
- E.4-5 Belastning - trykkpåkjent skallkant, 1. ETG
- E.4-6 Belastning - strekkpåkjent skallkant, 1.ETG
- E.4-7 Resultater - trykkpåkjent skallkant, 1.ETG
- E.4-8 Resultater - strekkpåkjent skallkant, 1.ETG
- E.4-9 Belastning - trykkpåkjent skallkant, 2. ETG
- E.4-10 Belastning - strekkpåkjent skallkant, 2.ETG
- E.4-11 Resultater - trykkpåkjent skallkant, 2.ETG
- E.4-12 Resultater - strekkpåkjent skallkant, 2.ETG
- E.4-13 Snittkrefter - trykkpåkjent skallkant
- E.4-14 Snittkrefter - strekkpåkjent skallkant

**E.4-1 Skruens aksialkapasitet - vertikale lameller**

Materialdata: WR-T (ETA-12/0062)

Utvendig gjenge-diameter: [mm]  $d := 13$ Innvendig gjenge-diameter: [mm]  $d_1 := 8.5$ Skruhodets diameter: [mm]  $d_h := 22$ Forboring diameter: [mm]  $d_v := 8.0$ Skruens lengde: [mm]  $l_s := 317$ Karakteristisk flytemoment: [Nmm]  $M_{y,k} := 80000$ Karakteristisk uttrekskapasitet parameter: [N/mm<sup>2</sup>]  $f_{ax,k} := 12.8$ Karakteristisk strekkfasthet parameter: [N]  $f_{tens,k} := 55000$ Karakteristisk flytegrense til skruen: [N/mm<sup>2</sup>]  $f_{y,k} := 800$ Tilhørende densitet for skruene: [kg/m<sup>3</sup>]  $\rho_a := 350$ Karakteristisk densitet: [kg/m<sup>3</sup>]  
Midlere verdi hentet fra densitet per sjikt.  $\rho_k := 384.5$ Antall skruer:  $n := 11$ Partialfaktoren for forbindelser:  
Tabell 4.3a - prEN 1995  $\gamma_M := 1.3$ Fasthetsfaktor som tar hensyn til virkningen av  
lastvarigheten og fuktinnholdet:  
prEN - 1995  $k_{mod} := 0.9$

## A.2.4 Avstander til kant og ende:

### A.2.4.1 Aksialbelastede og tverrbelastede skruer - prEN 1995-1-1, 10.3.1.2. er gjeldende:

(6) Krav til forboring, wide face:

Forutsatt totalt tykkelse:

$$t_{max} := \max \left( 7 d, (13 d - 30) \cdot \frac{\rho_k}{400} \right) \quad (10.18)$$

$$7 d = 91$$

$$(13 d - 30) \frac{\rho_k}{400} = 133.614$$

$$t_1 := 64 + 64 + 57 = 185$$

$$t_1 > t_{max} \quad \text{Krever ikke forboring}$$

(7) Krav til forboring, edge face:

Forutsatt totalt tykkelse:

$$t_{max} := \max \left( 14 d, (13 d - 30) \cdot \frac{\rho_k}{200} \right) \quad (10.19)$$

$$14 d = 182$$

$$(13 d - 30) \frac{\rho_k}{200} = 267.228$$

$$t_2 := 84 + 88 = 172$$

$$t_2 < t_{max} \quad \text{Krever forboring, OK}$$



(5) Minsteavstander mellom kant og ende er gitt i Tabell 10.2, med forboring:  
Kun relevante avstander er medtatt i beregningene.

$\alpha := 0 \text{ deg}$

Avstand parallelt på fiberretning:

$$a_1 := (4 + \cos(\alpha)) \cdot d = 65$$

Avstand mellom skrue og belastet ende:

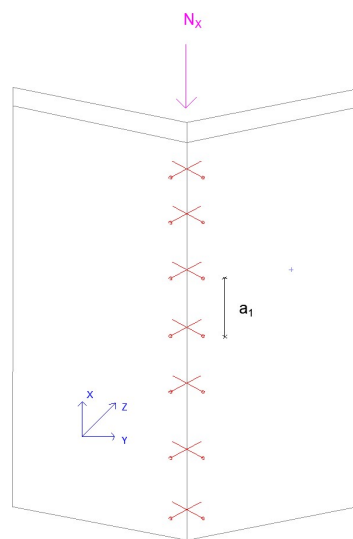
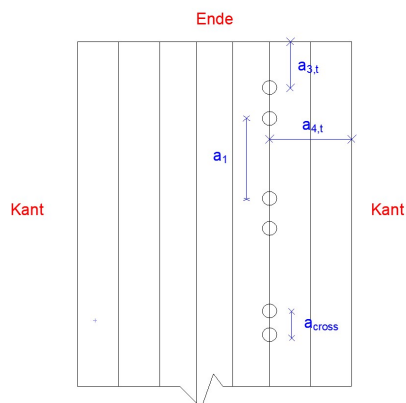
$$a_{3,t} := (7 + (5 \cdot \cos(\alpha))) \cdot d = 156$$

Avstand mellom skrue og belastet kant:

$$a_{4,t} := (3 + (4 \cdot \sin(\alpha))) \cdot d = 39$$

Avstand mellom to kryssende skruer:

$$a_{cross} := 1.5 d = 19.5 \quad (ETA)$$



### A.2.1 Effektiv inntrengelsesdybde til skruen:

$$\varepsilon := 45 \text{ deg}$$

Her er  $\alpha$  byttet ut med  $\varepsilon$ , da standarden benytter  $\varepsilon$  for vinkelen mellom skueakse og fiberretning.

$$l_{ef} := 132 - \frac{d}{2} = 125.5$$

$$l_{ef} > \min\left\{\left(\frac{4d}{\sin(\varepsilon)}\right); 20d\right\} \quad (2.1)$$

$$l_{ef1} := \frac{4d}{\sin(\varepsilon)} = 73.539$$

$$l_{ef2} := 20d = 260$$

$$l_{ef} = 125.5 \quad \text{OK}$$

### A.2.3.1 Karakteristisk uttrekskapasitet:

$$n_{ef} := n^{0.9} = 8.655 \quad (\text{prEN} - 10.44)$$

$$k_{ax} := 1 \quad (2.4)$$

$$F_{ax.\varepsilon.Rk} := n_{ef} \cdot k_{ax} \cdot f_{ax.k} \cdot d \cdot l_{ef} \left(\frac{\rho_k}{350}\right)^{0.8} = 1.949 \cdot 10^5 \quad (2.3)$$

$$F_{ax.\varepsilon.Rk} = 1.949 \cdot 10^5$$

**A.2.3.2 Karakteristisk gjennomtrekningsmotstand, skruehodet - henvises til prEN-1995:**

$$f_{head.k} := 10.0$$

$$F_{ax.\varepsilon.Rk} := n_{ef} \cdot f_{head.k} \cdot d_h^2 \cdot \left( \frac{\rho_k}{\rho_a} \right)^{0.8} = 4.516 \cdot 10^4 \quad (10.42)$$

Denne kapasiteten er minst, men her kan man sette på en ekstra skive på utsiden av treet, og dermed unngå gjennomtrekning. Regner videre med kapasiteter som ikke enkelt kan forbedres.

**Karakteristisk strekkfasthet - Hentet fra prEN-1995:**

$$F_{t.Rk} := n_{ef} \cdot f_{tens.k} = 4.76 \cdot 10^5 \quad (10.43)$$

### A.2.3.3 Karakteristisk trykkfasthet:

$$f_{ax.d} := \frac{f_{ax.k} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} = 8.862$$

$$N_{pl.k} := \pi \cdot \frac{d_1^2}{4} \cdot f_{y.k} = 4.54 \cdot 10^4 \quad (2.10)$$

$$c_h := (0.19 + 0.012 \cdot d) \cdot \rho_k \cdot \left( \frac{90 \text{ deg} + \varepsilon}{180 \text{ deg}} \right) = 99.778 \quad (2.13)$$

$$E_s := 210000$$

$$I_s := \frac{\pi \cdot d_1^4}{64} = 256.239 \quad (2.14)$$

$$N_{ki.k} := \sqrt{c_h \cdot E_s \cdot I_s} = 7.327 \cdot 10^4 \quad (2.12)$$

$$\lambda_k := \sqrt{\frac{N_{pl.k}}{N_{ki.k}}} = 0.787 \quad (2.9)$$

$$k := 0.5 \cdot \left( 1 + (0.49 \cdot (\lambda_k - 0.2)) + \lambda_k^2 \right) = 0.954 \quad (2.8)$$

$$k_c := \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_k^2}} = 0.67 \quad (2.7)$$

$$\gamma_{M1} := 1.05 \quad (NS - EN - 1993 - 1 - 8 - NA)$$

$$N_{pl.d} := \frac{N_{pl.k}}{\gamma_{M1}} = 4.323 \cdot 10^4 \quad (2.11)$$

$$F_{c.ax.Rd} := \min(k_{ax} \cdot f_{ax.d} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot n_{ef}, k_c \cdot N_{pl.d} \cdot n_{ef}) \quad (2.5)$$

$$F_{c.ax.Rd.1} := k_{ax} \cdot f_{ax.d} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot n_{ef} = 1.251 \cdot 10^5$$

$$F_{c.ax.Rd.2} := k_c \cdot N_{pl.d} \cdot n_{ef} = 2.508 \cdot 10^5$$

$$F_{c.ax.Rd} := F_{c.ax.Rd.1} = 1.251 \cdot 10^5$$

$$F_{c.ax.Rk} := \frac{F_{c.ax.Rd} \cdot \gamma_M}{k_{mod}} = 1.807 \cdot 10^5$$

#### **Dimensjonerende aksialkapasitet:**

Velger den minste av kapasitetene beregnet ovenfor.

$$F_{ax.Rk} := \frac{F_{c.ax.Rk}}{n} = 1.643 \cdot 10^4 \quad N$$

$F_{ax.Rk}$ : Aksialkapasiteten til én skrue

### E.4-2 Skruens aksialkapasitet - horisontale lameller

Materialdata: WR-T (ETA-12/0062)

Utvendig gjenge-diameter: [mm]  $d := 13$

Innvendig gjenge-diameter: [mm]  $d_1 := 8.5$

Skruhodets diameter: [mm]  $d_h := 22$

Forboring diameter: [mm]  $d_v := 8.0$

Skruens lengde: [mm]  $l_s := 283$

Karakteristisk flytemoment: [Nmm]  $M_{y,k} := 80000$

Karakteristisk uttrekskapasitet parameter: [N/mm<sup>2</sup>]  $f_{ax,k} := 12.8$

Karakteristisk strekkfasthet parameter: [N]  $f_{tens,k} := 55000$

Karakteristisk flytegrense til skruen: [N/mm<sup>2</sup>]  $f_{y,k} := 800$

Tilhørende denistet for skruene: [kg/m<sup>3</sup>]  $\rho_a := 350$

Karakteristisk densitet: [kg/m<sup>3</sup>]  
Midlere verdi hentet fra densitet per sjikt.  $\rho_k := 360$

Antall skruer:  $n := 11$

Partialfaktoren for forbindelser:  
Tabell 4.3a - prEN 1995  $\gamma_M := 1.3$

Fasthetsfaktor som tar hensyn til virkningen av  
lastvarigheten og fuktinnholdet:  
prEN - 1995  $k_{mod} := 0.9$

## A.2.4 Avstander til kant og ende:

### A.2.4.1 Aksialbelastede og tverrbelastede skruer - prEN 1995-1-1, 10.3.1.2 er gjeldene:

(6) Krav til forboring, wide face:

Forutsatt totalt tykkelse:

$$t_{max} := \max \left( 7 d, (13 d - 30) \cdot \frac{\rho_k}{400} \right) \quad (10.18)$$

$$7 d = 91$$

$$(13 d - 30) \frac{\rho_k}{400} = 125.1$$

$$t_1 := 54 + 57 = 111$$

$$t_1 < t_{max} \quad \text{Krever forboring, OK}$$

(7) Krav til forboring, edge face:

Forutsatt totalt tykkelse:

$$t_{max} := \max \left( 14 d, (13 d - 30) \cdot \frac{\rho_k}{200} \right) \quad (10.19)$$

$$14 d = 182$$

$$(13 d - 30) \frac{\rho_k}{200} = 250.2$$

$$t_2 := 84 + 88 = 172$$

$$t_2 < t_{max} \quad \text{Krever forboring, OK}$$

(5) Minsteavstander mellom kant og ende er gitt i Tabell 10.2, med forboring:  
Kun relevante avstander er medtatt i beregningene.

$\alpha := 90 \text{ deg}$

Avstand vinkelrett på fiber:

$$a_2 := (3 + \sin(\alpha)) \cdot d = 52$$

Avstand mellom skrue og belastet ende:

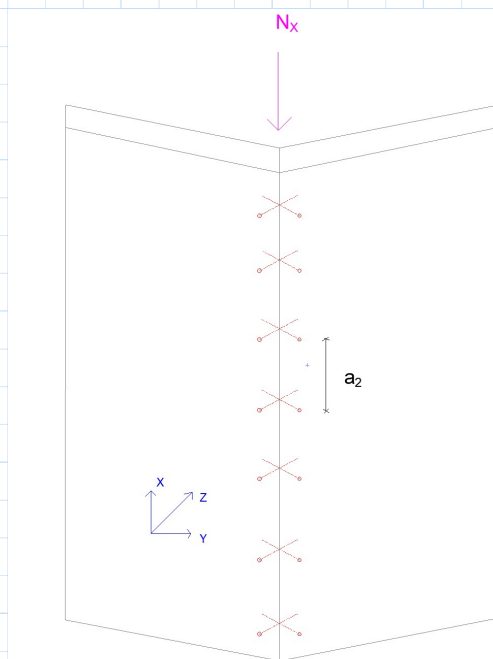
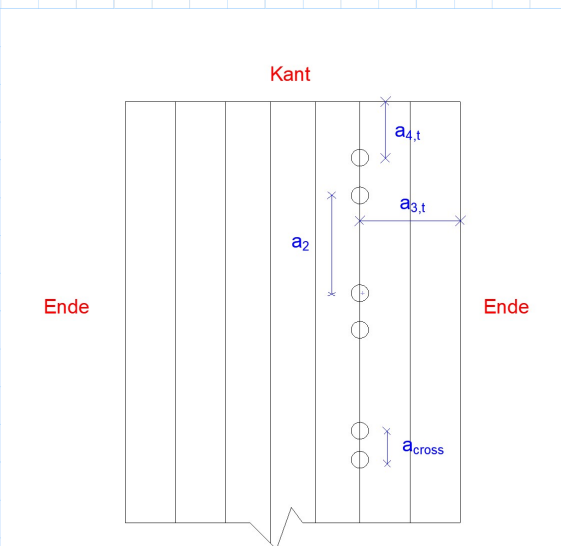
$$a_{3,t} := (7 + (5 \cdot \cos(\alpha))) \cdot d = 91$$

Avstand mellom skrue og belastet kant:

$$a_{4,t} := (3 + (4 \cdot \sin(\alpha))) \cdot d = 91$$

Avstand mellom to kryssende skruer:

$$a_{cross} := 1.5 d = 19.5 \quad (ETA)$$





### A.2.1 Effektiv inntrengelsesdybde til skruen:

$$\varepsilon := 45 \text{ deg}$$

Her er  $\alpha$  byttet ut med  $\varepsilon$ , da standarden benytter  $\varepsilon$  for vinkelen mellom skueakse og fiberretning.

$$l_{ef} := 172 - \frac{d}{2} = 165.5$$

$$l_{ef} > \min\left\{\left(\frac{4d}{\sin(\varepsilon)}\right); 20d\right\} \quad (2.1)$$

$$l_{ef1} := \frac{4d}{\sin(\varepsilon)} = 73.539$$

$$l_{ef2} := 20d = 260$$

$$l_{ef} = 165.5$$

OK

### A.2.3.1 Karakteristisk uttrekskapasitet:

$$n_{ef} := n^{0.9} = 8.655 \quad (\text{prEN} - 10.44)$$

$$k_{ax} := 1.0 \quad (2.4)$$

$$F_{ax.\alpha.Rk} := n_{ef} \cdot k_{ax} \cdot f_{ax.k} \cdot d \cdot l_{ef} \left(\frac{\rho_k}{350}\right)^{0.8} = 2.438 \cdot 10^5 \quad (2.3)$$

$$F_{ax.\alpha.Rk} = 2.438 \cdot 10^5$$

### A.2.3.2 Karakteristisk gjennomtrekningsmotstand, skruhodet - Henvises til prEN-1995:

$$f_{head.k} := 10.0$$

$$F_{ax.\varepsilon.Rk} := n_{ef} \cdot f_{head.k} \cdot d_h^2 \cdot \left( \frac{\rho_k}{\rho_a} \right)^{0.8} = 4.284 \cdot 10^4 \quad (10.42)$$

Denne kapasiteten er minst, men her kan man sette på en ekstra skive på utsiden av treet, og dermed unngå gjennomtrekning. Regner videre med kapasiteter som ikke enkelt kan forbedres.

### Karakteristisk strekkfasthet - Hentet fra prEN-1995:

$$F_{t.Rk} := n_{ef} \cdot f_{tens.k} = 4.76 \cdot 10^5 \quad (10.43)$$

### A.2.3.3. Karakteristisk trykkfasthet:

$$f_{ax.d} := \frac{f_{ax.k} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} = 8.862$$

$$N_{pl.k} := \pi \cdot \frac{d_1^2}{4} \cdot f_{y.k} = 4.54 \cdot 10^4 \quad (2.10)$$

$$c_h := (0.19 + 0.012 \cdot d) \cdot \rho_k \cdot \left( \frac{90 \text{ deg} + \varepsilon}{180 \text{ deg}} \right) = 93.42 \quad (2.13)$$

$$E_s := 210000$$

$$I_s := \frac{\pi \cdot d_1^4}{64} = 256.239 \quad (2.14)$$

$$N_{ki.k} := \sqrt{c_h \cdot E_s \cdot I_s} = 7.09 \cdot 10^4 \quad (2.12)$$

$$\lambda_k := \sqrt{\frac{N_{pl.k}}{N_{ki.k}}} = 0.8 \quad (2.9)$$

$$k := 0.5 \cdot \left( 1 + (0.49 \cdot (\lambda_k - 0.2)) + \lambda_k^2 \right) = 0.967 \quad (2.8)$$

$$k_c := \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_k^2}} = 0.662 \quad (2.7)$$

$$\gamma_{M1} := 1.05 \quad (NS - EN - 1993 - 1 - 8 - NA)$$

$$N_{pl.d} := \frac{N_{pl.k}}{\gamma_{M1}} = 4.323 \cdot 10^4 \quad (2.11)$$

$$F_{c.ax.Rd} := \min(k_{ax} \cdot f_{ax.d} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot n_{ef}, k_c \cdot N_{pl.d} \cdot n_{ef}) \quad (2.5)$$

$$F_{c.ax.Rd.1} := k_{ax} \cdot f_{ax.d} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot n_{ef} = 1.65 \cdot 10^5$$

$$F_{c.ax.Rd.2} := k_c \cdot N_{pl.d} \cdot n_{ef} = 2.477 \cdot 10^5$$

$$F_{c.ax.Rd} := F_{c.ax.Rd.1} = 1.65 \cdot 10^5$$

$$F_{c.ax.Rk} := \frac{F_{c.ax.Rd} \cdot \gamma_M}{k_{mod}} = 2.383 \cdot 10^5$$

#### Dimensjonerende aksialkapasitet:

Velger den minste av kapasitetene beregnet ovenfor.

$$F_{ax.Rk} := \frac{F_{c.ax.Rk}}{n} = 2.167 \cdot 10^4 \quad N$$

$F_{ax.Rk}$ : Aksialkapasiteten til èn skrue

### E.4-3 Skruens tverrkapasitet - vertikale lameller

Materialdata: WR-T (ETA-12/0062)

Utvendig gjenge-diameter: [mm]  $d := 13$

Innvendig gjenge-diameter: [mm]  $d_1 := 8.5$

Skruehodets diameter: [mm]  $d_h := 22$

Forboring diameter: [mm]  $d_v := 8.0$

Skruens lengde: [mm]  $l_s := 317$

Karakteristisk flytemoment: [Nmm]  $M_{y,k} := 80000$

Karakteristisk uttrekspasitet parameter: [N/mm<sup>2</sup>]  $f_{ax,k} := 12.8$

Karakteristisk strekkfasthet parameter: [N]  $f_{tens,k} := 55000$

Karakteristisk flytegrense til skruen: [N/mm<sup>2</sup>]  $f_{y,k} := 800$

Tilhørende denistet for skruene: [kg/m<sup>3</sup>]  $\rho_a := 350$

Karakteristisk densitet: [kg/m<sup>3</sup>]  
Midlere verdi hentet fra densitet per sjikt.  $\rho_k := 384.5$

Antall skruer:  $n := 11$

Partialfaktoren for forbindelser:  
Tabell 4.3a - prEN 1995  $\gamma_M := 1.3$

Fasthetsfaktor som tar hensyn til virkningen av  
lastvarigheten og fuktinnholdet:  
prEN - 1995  $k_{mod} := 0.9$

## A.2.2 Tverrbelastede skruer:

### A.2.2.1 prEN 1995-1-1 er gjeldene:

#### 10.7.1 (3) Karakteristisk hullkantfasthet:

Gjennomtrengingsdel og inntrengingsdel

$$\beta := 45 \text{ deg} \quad \varepsilon_1 := 45 \text{ deg} \quad \alpha_1 := 0 \cdot \text{deg}$$

$$k_c := \min\left(\left(\frac{d}{d-2}\right), 1.15\right) \quad (10.33 a)$$

$$k_{c1} := \frac{d}{d-2} = 1.182$$

$$k_{c2} := 1.15$$

$$k_c := k_{c2} = 1.15$$

$$k_{90} := 1.35 + 0.015 \cdot d = 1.545 \quad (10.33)$$

Pre-drilled timber:

$$f_{h,k} := \frac{0.082 (1 - 0.01 d) \rho_k}{\left(k_{90} \cdot (\sin(\alpha_1))^2 + (\cos(\alpha_1))^2\right) \cdot \left(k_c \cdot (\cos(\beta))^2 + (\sin(\beta))^2\right) \cdot \left(2.5 \cdot (\cos(\varepsilon_1))^2 + (\sin(\varepsilon_1))^2\right)} = 14.581 \quad (10.37 a)$$

## 10.2.2 Tre mot tre forbindelser

(1) Karakteristisk kapasitet for skruer i enkeltsnittet forbindelse:

$$f_{h.1.k} := f_{h.k} = 14.581 \quad f_{h.2.k} := f_{h.k} = 14.581$$

$$\beta := \frac{f_{h.2.k}}{f_{h.1.k}} \quad (10.8)$$

$$\beta = 1$$

$$t_1 := 185 \quad t_2 := 132$$

$$M_{y.k} = 8 \cdot 10^4 \quad M_{y.Rk} := M_{y.k}$$

$$F_{v.Rk1} := f_{h.1.k} \cdot t_1 \cdot d = 3.507 \cdot 10^4 \quad (10.6 a)$$

$$F_{v.Rk2} := f_{h.2.k} \cdot t_2 \cdot d = 2.502 \cdot 10^4 \quad (10.6 b)$$

$$F_{v.Rk3} := \frac{f_{h.1.k} \cdot t_1 \cdot d}{1 + \beta} \cdot \left( \sqrt{\beta + 2 \cdot (\beta^2) \cdot \left( 1 + \frac{t_2}{t_1} + \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right)} + \beta^3 \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2 - \beta \cdot \left( 1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right) = 1.274 \cdot 10^4 \quad (10.6 c)$$

$$F_{v.Rk4} := 1.05 \frac{f_{h.1.k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \cdot \left( \left( \sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) M_{y.Rk}}{f_{h.1.k} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right) \right) = 1.272 \cdot 10^4 \quad (10.6 d)$$

$$F_{v.Rk5} := 1.05 \frac{f_{h.1.k} \cdot t_2 \cdot d}{1 + 2 \beta} \cdot \left( \left( \sqrt{2 \beta^2 (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (1 + 2 \beta) M_{y.Rk}}{f_{h.1.k} \cdot d \cdot t_2^2}} - \beta \right) \right) = 9.382 \cdot 10^3 \quad (10.6 e)$$

$$F_{v.Rk6} := 1.15 \cdot \sqrt{\frac{2 \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 M_{y.Rk} \cdot f_{h.1.k} \cdot d} = 6.333 \cdot 10^3 \quad (10.6 f)$$

$$F_{v.Rk} := \min(F_{v.Rk1}, F_{v.Rk2}, F_{v.Rk3}, F_{v.Rk4}, F_{v.Rk5}, F_{v.Rk6})$$

$$F_{v.Rk} := F_{v.Rk6}$$

$$F_{v.Rk} = 6.333 \cdot 10^3$$

## (2) Tau-effekt

For enkeltsnittede forbindere settes den karakteristiske uttrekkskapasiteten  $F_{ax,Rk}$  som den minste av  $F_{ax,Rk}$  og  $F_{v,Rk} \cdot 100\%$  (for skruer)

$$F_{v.Rk} = 6.333 \cdot 10^3$$

$$F_{ax.Rk} := 1.643 \cdot 10^4$$

$$\Delta F_{vk} := \min\left(F_{v.Rk}, \frac{1}{4} \cdot F_{ax.Rk}\right)$$

$$\frac{F_{ax.Rk}}{4} = 4.108 \cdot 10^3$$

$$\Delta F_{vk} := \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 4.108 \cdot 10^3$$

$$F_{v.Rka} := F_{v.Rk1} = 3.507 \cdot 10^4 \quad (10.6 a)$$

$$F_{v.Rkb} := F_{v.Rk2} = 2.502 \cdot 10^4 \quad (10.6 b)$$

$$F_{v.Rkc} := F_{v.Rk3} + \Delta F_{vk} = 1.685 \cdot 10^4 \quad (10.6 c)$$



$$F_{v.Rkd} := F_{v.Rk4} + \Delta F_{vk} = 1.683 \cdot 10^4 \quad (10.6 d)$$

$$F_{v.Rke} := F_{v.Rk5} + \Delta F_{vk} = 1.349 \cdot 10^4 \quad (10.6 e)$$

$$F_{v.Rkf} := F_{v.Rk6} + \Delta F_{vk} = 1.044 \cdot 10^4 \quad (10.6 f)$$

$$F_{v.Rk} := \min(F_{v.Rka}, F_{v.Rkb}, F_{v.Rkc}, F_{v.Rkd}, F_{v.Rke}, F_{v.Rkf})$$

$$F_{v.Rk} := F_{v.Rkf}$$

$$F_{v.Rk} = 1.044 \cdot 10^4$$

$F_{v.Rk}$ : Tverrkapasiteten til èn enkelt skrue

**E.4-4 Skruens tverrkapasitet - horisontale lameller**

Materialdata: WR-T (ETA-12/0062)

Utvendig gjenge-diameter: [mm]  $d := 13$ Innvendig gjenge-diameter: [mm]  $d_1 := 8.5$ Skruhodets diameter: [mm]  $d_h := 22$ Forboring diameter: [mm]  $d_v := 8.0$ Skruens lengde: [mm]  $l_s := 283$ Karakteristisk flytemoment: [Nmm]  $M_{y,k} := 80000$ Karakteristisk uttrekspasitet parameter: [N/mm<sup>2</sup>]  $f_{ax,k} := 12.8$ Karakteristisk strekkfasthet parameter: [N]  $f_{tens,k} := 55000$ Karakteristisk flytegrense til skruen: [N/mm<sup>2</sup>]  $f_{y,k} := 800$ Tilhørende denistet for skruene: [kg/m<sup>3</sup>]  $\rho_a := 350$ Karakteristisk densitet: [kg/m<sup>3</sup>]  
Midlere verdi hentet fra densitet per sjikt.  $\rho_k := 360$ Antall skruer:  $n := 11$ Partialfaktoren for forbindelser:  
Tabell 4.3a - prEN 1995  $\gamma_M := 1.3$ Fasthetsfaktor som tar hensyn til virkningen av  
lastvarigheten og fuktinnholdet:  
prEN - 1995  $k_{mod} := 0.9$

## A.2.2 Tverrbelastede skruer:

### A.2.2.1 prEN 1995-1-1 er gjeldene:

#### 10.7.1 (3) Karakteristisk hullkantfasthet:

##### 1. Gjennomtrengingsdel

$$\beta := 45 \text{ deg} \quad \varepsilon_1 := 45 \text{ deg} \quad \alpha_1 := 90 \cdot \text{deg}$$

$$k_c := \min\left(\left(\frac{d}{d-2}\right), 1.15\right) \quad (10.33 a)$$

$$k_{c1} := \frac{d}{d-2} = 1.182$$

$$k_{c2} := 1.15$$

$$k_c := k_{c2} = 1.15$$

$$k_{90} := 1.35 + 0.015 \cdot d = 1.545 \quad (10.33)$$

*Pre-drilled timber:*

$$f_{h.1.k} := \frac{0.082 (1 - 0.01 d) \rho_k}{\left(k_{90} \cdot (\sin(\alpha_1))^2 + (\cos(\alpha_1))^2\right) \cdot \left(k_c \cdot (\cos(\beta))^2 + (\sin(\beta))^2\right) \cdot \left(2.5 \cdot (\cos(\varepsilon_1))^2 + (\sin(\varepsilon_1))^2\right)} = 8.836 \quad (10.37 a)$$

##### 2. Inntrengingsdel

$$\beta := 45 \cdot \text{deg} \quad \varepsilon_2 := 27 \text{ deg} \quad \alpha_2 := 90 \cdot \text{deg}$$

*Pre-drilled timber:*

$$f_{h.2.k} := \frac{0.082 (1 - 0.01 d) \rho_k}{\left(k_{90} \cdot (\sin(\alpha_2))^2 + (\cos(\alpha_2))^2\right) \cdot \left(k_c \cdot (\cos(\beta))^2 + (\sin(\beta))^2\right) \cdot \left(2.5 \cdot (\cos(\varepsilon_2))^2 + (\sin(\varepsilon_2))^2\right)} = 7.058 \quad (10.37 a)$$

## 10.2.2 Tre mot tre forbindelser

(1) Karakteristisk kapasitet for skruer i enkeltsnittet forbindelse:

$$f_{h.1.k} = 8.836$$

$$f_{h.2.k} = 7.058$$

$$\beta := \frac{f_{h.2.k}}{f_{h.1.k}} \quad (10.8)$$

$$\beta = 0.799$$

$$t_1 := 111$$

$$t_2 := 172$$

$$M_{y.k} = 8 \cdot 10^4$$

$$M_{y.Rk} := M_{y.k}$$

$$F_{v.Rk1} := f_{h.1.k} \cdot t_1 \cdot d = 1.275 \cdot 10^4 \quad (10.6 a)$$

$$F_{v.Rk2} := f_{h.2.k} \cdot t_2 \cdot d = 1.578 \cdot 10^4 \quad (10.6 b)$$

$$F_{v.Rk3} := \frac{f_{h.1.k} \cdot t_1 \cdot d}{1 + \beta} \cdot \left( \sqrt{\beta + 2 \cdot (\beta^2) \cdot \left( 1 + \frac{t_2}{t_1} + \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right)} + \beta^3 \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2 - \beta \cdot \left( 1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right) = 6.035 \cdot 10^3 \quad (10.6 c)$$

$$F_{v.Rk4} := 1.05 \frac{f_{h.1.k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \cdot \left( \left( \sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) M_{y.Rk}}{f_{h.1.k} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right) \right) = 4.972 \cdot 10^3 \quad (10.6 d)$$

$$F_{v.Rk5} := 1.05 \frac{f_{h.1.k} \cdot t_2 \cdot d}{1 + 2 \beta} \cdot \left( \left( \sqrt{2 \beta^2 (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (1 + 2 \beta) M_{y.Rk}}{f_{h.1.k} \cdot d \cdot t_2^2}} - \beta \right) \right) = 6.225 \cdot 10^3 \quad (10.6 e)$$

$$F_{v.Rk6} := 1.15 \cdot \sqrt{\frac{2 \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 M_{y.Rk} \cdot f_{h.1.k} \cdot d} = 4.646 \cdot 10^3 \quad (10.6 f)$$

$$F_{v.Rk} := \min(F_{v.Rk1}, F_{v.Rk2}, F_{v.Rk3}, F_{v.Rk4}, F_{v.Rk5}, F_{v.Rk6})$$

$$F_{v.Rk} := F_{v.Rk6}$$

$$F_{v.Rk} = 4.646 \cdot 10^3$$

(2) Tau-effekt

For enkeltsnittede forbindere settes den karakteristiske uttrekkskapasiteten  $F_{ax,Rk}$  som den minste av  $F_{ax,Rk}$  og  $F_{v,Rk} \cdot 100\%$  (for skruer)

$$F_{v.Rk} = 4.646 \cdot 10^3$$

$$F_{ax.Rk} := 2.167 \cdot 10^4$$

$$\Delta F_{vk} := \min\left(F_{v.Rk}, \frac{1}{4} \cdot F_{ax.Rk}\right)$$

$$\frac{F_{ax.Rk}}{4} = 5.418 \cdot 10^3$$

$$\Delta F_{vk} := F_{v.Rk}$$

$$F_{v.Rka} := F_{v.Rk1} = 1.275 \cdot 10^4 \quad (10.6 a)$$

$$F_{v.Rkb} := F_{v.Rk2} = 1.578 \cdot 10^4 \quad (10.6 b)$$

$$F_{v.Rkc} := F_{v.Rk3} + \Delta F_{vk} = 1.068 \cdot 10^4 \quad (10.6 c)$$

$$F_{v.Rkd} := F_{v.Rk4} + \Delta F_{vk} = 9.618 \cdot 10^3 \quad (10.6 d)$$

$$F_{v.Rke} := F_{v.Rk5} + \Delta F_{vk} = 1.087 \cdot 10^4 \quad (10.6 e)$$

$$F_{v.Rkf} := F_{v.Rk6} + \Delta F_{vk} = 9.292 \cdot 10^3 \quad (10.6 f)$$

$$F_{v.Rk} := \min(F_{v.Rka}, F_{v.Rkb}, F_{v.Rkc}, F_{v.Rkd}, F_{v.Rke}, F_{v.Rkf})$$

$$F_{v.Rk} := F_{v.Rkf}$$

$$F_{v.Rk} = 9.292 \cdot 10^3$$

$F_{v.Rk}$ : Tverrkapasiteten til en enkelt skrue.

**E.4-5 Belastning - tryktpåkjent skallkant, 1.ETG**

$$d := 13 \text{ mm}$$

$$b := 300 \text{ mm}$$

$$h := 1000 \text{ mm}$$

$$n_{\text{antall.skruer}} := 11$$

**Avstandskrav:**

Velger strengeste krav hentet fra vertikale og horisontale lameller og benytter definisjon fra vertikale lameller

vertikale lameller  $a_1 = a_2$  horisontale lameller

vertikale lameller  $a_{3,t} = a_{4,t}$  horisontale lameller

vertikale lameller  $a_{4,t} = a_{3,t}$  horisontale lameller

vertikale lameller  $a_{\text{cross}} = a_{\text{cross}}$  horisontale lameller

$$a_{1,\text{min}} := 65 \text{ mm}$$

$$a_1 := 70 \text{ mm}$$

$$a_{3,t,\text{min}} := 156 \text{ mm}$$

$$a_{3,t} := \frac{67 \text{ mm} \cdot 16}{2} = 536 \text{ mm}$$

$$a_{4,t,\text{min}} := 91 \text{ mm}$$

$$a_{4,t} := 113 \text{ mm}$$

$$a_{\text{cross},\text{min}} := 19.5 \text{ mm}$$

$$a_{\text{cross}} := 20 \text{ mm}$$

$$\text{return if } a_1 \geq a_{1,\text{min}} \mid = \text{"OK"} \\ \parallel \text{"OK"}$$

$$\text{return if } a_{3,t} \geq a_{3,t,\text{min}} \mid = \text{"OK"} \\ \parallel \text{"OK"}$$

$$\text{return if } a_{\text{cross}} \geq a_{\text{cross},\text{min}} \mid = \text{"OK"} \\ \parallel \text{"OK"}$$

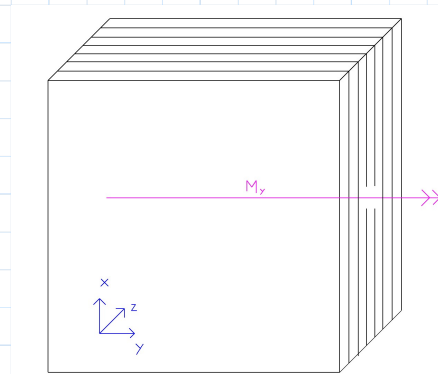
$$\text{return if } a_{4,t} \geq a_{4,t,\text{min}} \mid = \text{"OK"} \\ \parallel \text{"OK"}$$

**Tilgjengelig plass i høyde:**

$$h - d - a_1 \cdot (n_{\text{antall.skruer}} - 1) - (n_{\text{antall.skruer}} \cdot a_{\text{cross}}) = 67 \text{ mm}$$

### Belastning fra moment My:

$$My := 2.64 \cdot 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$$



$$Ip := 2 \cdot (a_1)^2 + 2 \cdot (2 \cdot a_1)^2 + 2 \cdot (3 \cdot a_1)^2 + 2 \cdot (4 \cdot a_1)^2 + 2 \cdot (5 \cdot a_1)^2 = (5.39 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$FM_{1.my} := \frac{My}{Ip} \cdot a_1 = 342.86 \text{ N}$$

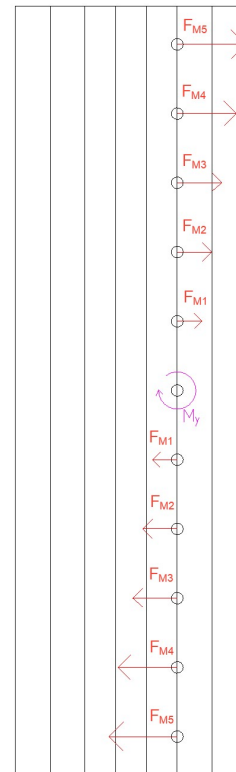
$$FM_{2.my} := \frac{My}{Ip} \cdot 2 \cdot a_1 = 685.71 \text{ N}$$

$$FM_{3.my} := \frac{My}{Ip} \cdot 3 \cdot a_1 = (1.03 \cdot 10^3) \text{ N}$$

$$FM_{4.my} := \frac{My}{Ip} \cdot 4 \cdot a_1 = (1.37 \cdot 10^3) \text{ N}$$

$$FM_{5.my} := \frac{My}{Ip} \cdot 5 \cdot a_1 = (1.71 \cdot 10^3) \text{ N}$$

$$FM_{my} := FM_{5.my} = (1.71 \cdot 10^3) \text{ N}$$





Krefter som virker på skruen:

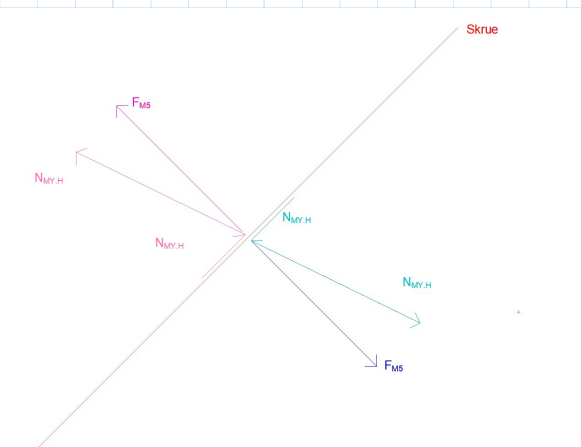
$$V_{my.Horizontalt} := FM_{my} \cdot \sin(81 \text{ deg}) = (1.69 \cdot 10^3) \text{ N}$$

$$N_{my.Horizontalt} := FM_{my} \cdot \cos(81 \text{ deg}) = 268.17 \text{ N}$$

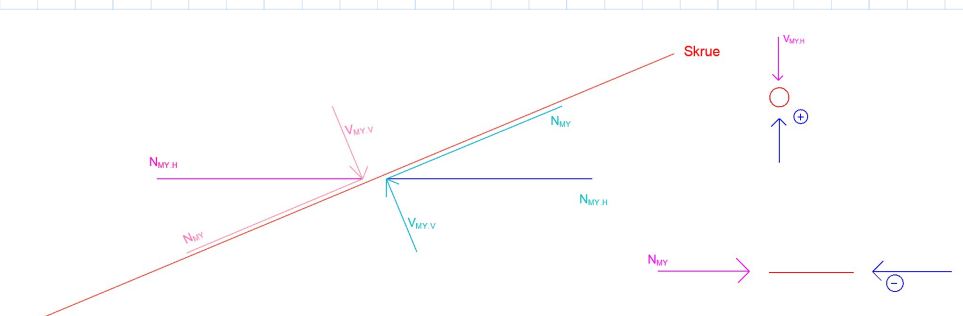
$$N_{my} := N_{my.Horizontalt} \cdot \cos(45 \text{ deg}) = 189.63 \text{ N}$$

$$V_{my.Vertikalt} := -N_{my.Horizontalt} \cdot \sin(45 \text{ deg}) = -189.63 \text{ N}$$

Skruen sett ovenifra:



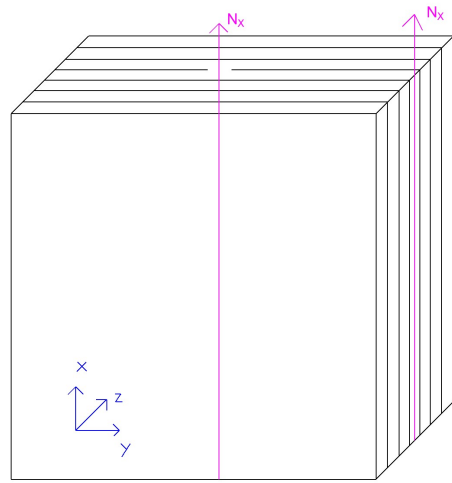
Skruen sett fra siden:



### Belastning fra Nx:

$$N_x := -878.11 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$e := 72.5 \text{ mm}$$



$$M_{nx} := N_x \cdot e = -6.37 \cdot 10^7 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$FM_{1.nx} := \frac{M_{nx}}{I_p} \cdot a_1 = -8.27 \cdot 10^3 \text{ N}$$

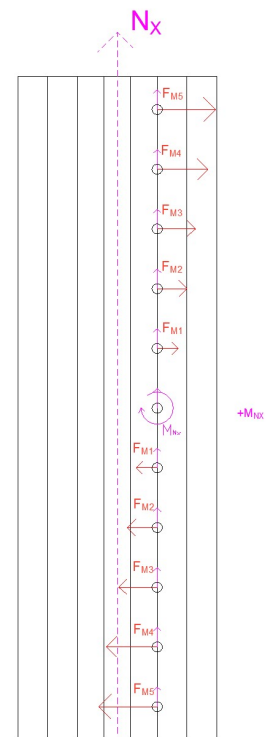
$$FM_{2.nx} := \frac{M_{nx}}{I_p} \cdot 2 \cdot a_1 = -1.65 \cdot 10^4 \text{ N}$$

$$FM_{3.nx} := \frac{M_{nx}}{I_p} \cdot 3 \cdot a_1 = -2.48 \cdot 10^4 \text{ N}$$

$$FM_{4.nx} := \frac{M_{nx}}{I_p} \cdot 4 \cdot a_1 = -3.31 \cdot 10^4 \text{ N}$$

$$FM_{5.nx} := \frac{M_{nx}}{I_p} \cdot 5 \cdot a_1 = -4.13 \cdot 10^4 \text{ N}$$

$$FM_{nx} := FM_{5.nx} = -4.13 \cdot 10^4 \text{ N}$$



Krefter som virker på skruen:

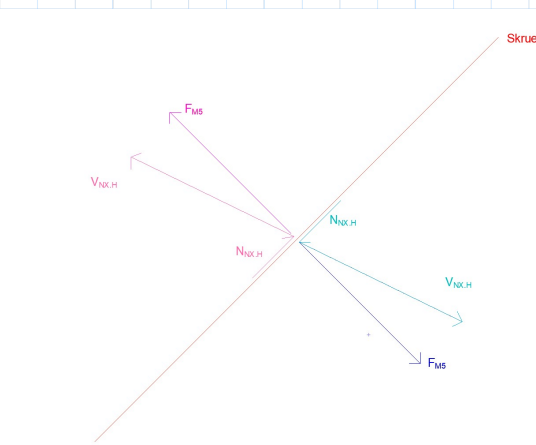
$$V_{nx.Horizontalt} := FM_{nx} \cdot \sin(81 \text{ deg}) = -4.08 \cdot 10^4 \text{ N}$$

$$N_{nx.Horizontalt} := FM_{nx} \cdot \cos(81 \text{ deg}) = -6.47 \cdot 10^3 \text{ N}$$

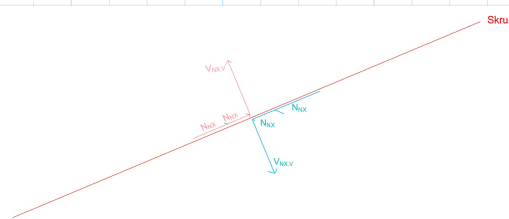
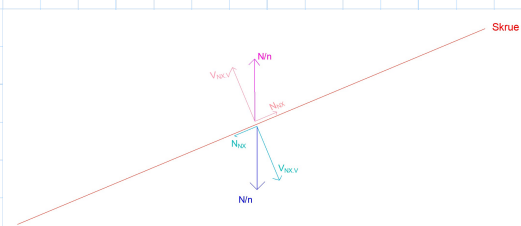
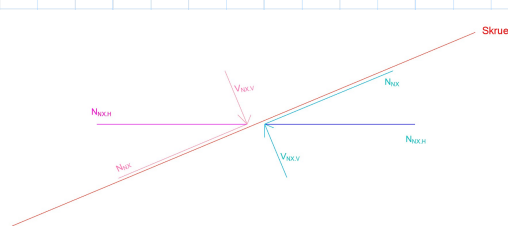
$$N_{nx} := N_{nx.Horizontalt} \cdot \cos(45 \text{ deg}) + \frac{Nx}{n_{\text{antall.skruer}}} \cdot \sin(45 \text{ deg}) = -6.1 \cdot 10^4 \text{ N}$$

$$V_{nx.Vertikalt} := -N_{nx.Horizontalt} \cdot \sin(45 \text{ deg}) + \frac{Nx}{n_{\text{antall.skruer}}} \cdot \cos(45 \text{ deg}) = -5.19 \cdot 10^4 \text{ N}$$

Skruen sett ovenfra:



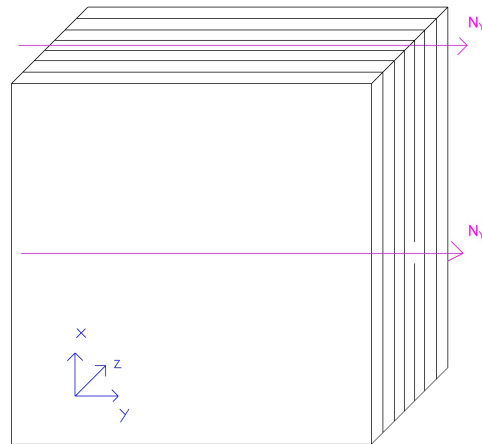
Skruen sett fra siden:



**Belastning fra Ny:**

$$N_y := -4.5 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$e := 72.5 \text{ mm}$$

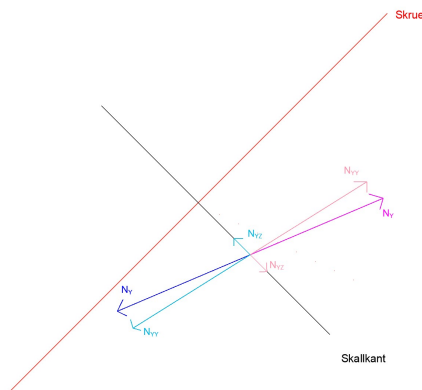


Dekomponerer 1. gang

$$N_{y_z} := -N_y \cdot \cos(54 \text{ deg}) = (2.65 \cdot 10^3) \text{ N}$$

$$N_{y_y} := N_y \cdot \sin(54 \text{ deg}) = -3.64 \cdot 10^3 \text{ N}$$

Skruen sett ovenifra:



Dekomponerer 2. gang

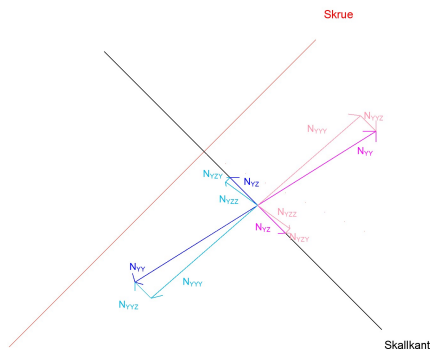
$$Ny_{yy} := Ny_y \cdot \cos(9 \text{ deg}) = -3.6 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$Ny_{yz} := -Ny_y \cdot \sin(9 \text{ deg}) = 569.51 \text{ N}$$

$$Ny_{zy} := Ny_z \cdot \sin(9 \text{ deg}) = 413.77 \text{ N}$$

$$Ny_{zz} := Ny_z \cdot \cos(9 \text{ deg}) = (2.61 \cdot 10^3) \text{ N}$$

Skruen sett ovenifra:

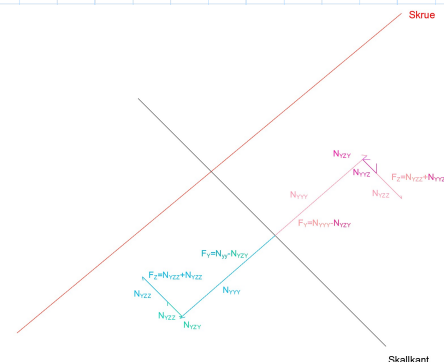


Legger sammen komponentene:

$$F_y := Ny_{yy} + Ny_{zy} = -3.18 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$F_z := Ny_{yz} + Ny_{zz} = (3.18 \cdot 10^3) \text{ N}$$

Skruen sett ovenifra:



Moment pga.Fy:

$$M_{ny} := -Fy \cdot e = (2.31 \cdot 10^5) \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$FM_{1.ny} := \frac{M_{ny}}{Ip} \cdot a_1 = 29.96 \text{ N}$$

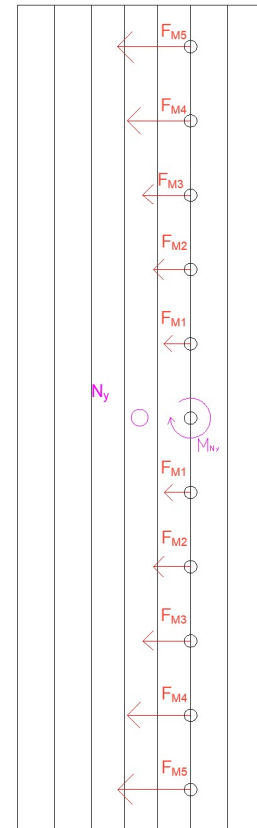
$$FM_{2.ny} := \frac{M_{ny}}{Ip} \cdot 2 a_1 = 59.92 \text{ N}$$

$$FM_{3.ny} := \frac{M_{ny}}{Ip} \cdot 3 a_1 = 89.88 \text{ N}$$

$$FM_{4.ny} := \frac{M_{ny}}{Ip} \cdot 4 a_1 = 119.84 \text{ N}$$

$$FM_{5.ny} := \frac{M_{ny}}{Ip} \cdot 5 a_1 = 149.8 \text{ N}$$

$$FM_{ny} := FM_{5.ny} = 149.8 \text{ N}$$



Krefter som virker på skruen:

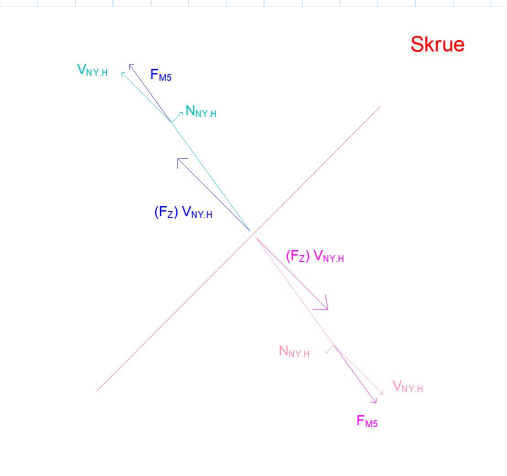
$$V_{ny.Horisontalt} := \frac{Fz}{n_{\text{antall.skruer}}} + FM_{ny} \cdot \sin(81 \text{ deg}) = 437.23 \text{ N}$$

$$N_{ny.Horisontalt} := \frac{Fy}{n_{\text{antall.skruer}}} + FM_{ny} \cdot \cos(81 \text{ deg}) = -265.84 \text{ N}$$

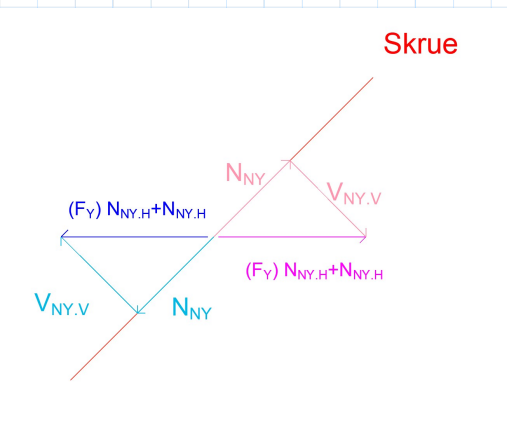
$$N_{ny} := N_{ny.Horisontalt} \cdot \cos(45 \text{ deg}) = -187.98 \text{ N}$$

$$V_{ny.Vertikalt} := -N_{ny.Horisontalt} \cdot \sin(45 \text{ deg}) = 187.98 \text{ N}$$

Skrue sett ovenifra:



Skrue sett fra siden:



**Summerer bidraget fra  $M_y$ ,  $N_x$  og  $N_y$ :**

Skjærkrefter vertikalt:

$$V_{\text{Vertikalt}} := V_{m_y.\text{Vertikalt}} + V_{n_x.\text{Vertikalt}} + V_{n_y.\text{Vertikalt}} = -5.19 \cdot 10^4 \text{ N}$$

Skjærkrefter horisontalt:

$$V_{\text{Horisontalt}} := V_{m_y.\text{Horisontalt}} + V_{n_x.\text{Horisontalt}} + V_{n_y.\text{Horisontalt}} = -3.87 \cdot 10^4 \text{ N}$$

Aksialkrefter:

(+) Strekk, (-) Trykk

$$N := N_{m_y} + N_{n_x} + N_{n_y} = -6.1 \cdot 10^4 \text{ N}$$

**Summerer skjærkrefter og aksialkrefter:**

$$F_{v.Ed} := \sqrt{(V_{\text{Vertikalt}})^2 + (V_{\text{Horisontalt}})^2} = (6.47 \cdot 10^4) \text{ N}$$

$$F_{ax.Ed} := N = -6.1 \cdot 10^4 \text{ N}$$

Kapasitet til ett par skruer



ORIGIN := 1

## E.4-6 Belastning - strekkpåkjent skallkant, 1.ETG

$$d := 13 \text{ mm}$$

$$b := 300 \text{ mm}$$

$$h := 1000 \text{ mm}$$

$$n_{\text{antall.skruer}} := 11$$

### Avstandskrav:

Kontroll i vedlegget "Kryssførende skruer, belastning - trykkpåkjent skallkant 1.ETG".  
Gjelder også for strekkpåkjent skallkant.

$$a_1 := 70 \text{ mm}$$

$$a_{\text{cross}} := 20 \text{ mm}$$

$$a_{3,t} := \frac{67 \text{ mm} \cdot 16}{2} = 536 \text{ mm}$$

$$a_{4,t} := 113 \text{ mm}$$

Forklaring av krefter, moment, vinkler og dekomponeringer er gjort i vedlegg  
"E.4-5 Belastning - trykkpåkjent skallkant, 1.ETG".

**Belastning fra moment My:**

$$My := -3.74 \cdot 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$Ip := 2 \cdot (a_1)^2 + 2 \cdot (2 a_1)^2 + 2 \cdot (3 \cdot a_1)^2 + 2 \cdot (4 \cdot a_1)^2 + 2 \cdot (5 \cdot a_1)^2 = (5.39 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$FM_{1.my} := \frac{My}{Ip} \cdot a_1 = -485.71 \text{ N}$$

$$FM_{2.my} := \frac{My}{Ip} \cdot 2 a_1 = -971.43 \text{ N}$$

$$FM_{3.my} := \frac{My}{Ip} \cdot 3 \cdot a_1 = -1.46 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$FM_{4.my} := \frac{My}{Ip} \cdot 4 \cdot a_1 = -1.94 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$FM_{5.my} := \frac{My}{Ip} \cdot 5 \cdot a_1 = -2.43 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$FM_{my} := FM_{5.my} = -2.43 \cdot 10^3 \text{ N}$$

Krefter som virker på skruen:

$$V_{my.Horizontalt} := FM_{my} \cdot \cos(9 \text{ deg}) = -2.4 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$N_{my.Horizontalt} := FM_{my} \cdot \sin(9 \text{ deg}) = -379.91 \text{ N}$$

$$N_{my} := N_{my.Horizontalt} \cdot \cos(45 \text{ deg}) = -268.64 \text{ N}$$

$$V_{my.Vertikalt} := -N_{my.Horizontalt} \cdot \sin(45 \text{ deg}) = 268.64 \text{ N}$$

### Belastning fra Nx:

$$N_x := 584.1 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$e := 72.5 \text{ mm}$$

$$M_{nx} := N_x \cdot e = (4.23 \cdot 10^7) \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$FM_{1.nx} := \frac{M_{nx}}{I_p} \cdot a_1 = (5.5 \cdot 10^3) \text{ N}$$

$$FM_{2.nx} := \frac{M_{nx}}{I_p} \cdot 2 a_1 = (1.1 \cdot 10^4) \text{ N}$$

$$FM_{3.nx} := \frac{M_{nx}}{I_p} \cdot 3 \cdot a_1 = (1.65 \cdot 10^4) \text{ N}$$

$$FM_{4.nx} := \frac{M_{nx}}{I_p} \cdot 4 \cdot a_1 = (2.2 \cdot 10^4) \text{ N}$$

$$FM_{5.nx} := \frac{M_{nx}}{I_p} \cdot 5 \cdot a_1 = (2.75 \cdot 10^4) \text{ N}$$

$$FM_{nx} := FM_{5.nx} = (2.75 \cdot 10^4) \text{ N}$$

Krefter som virker på skruen:

$$V_{nx.Horizontalt} := FM_{nx} \cdot \cos(9 \text{ deg}) = (2.72 \cdot 10^4) \text{ N}$$

$$N_{nx.Horizontalt} := FM_{nx} \cdot \sin(9 \text{ deg}) = (4.3 \cdot 10^3) \text{ N}$$

$$N_{nx} := N_{nx.Horizontalt} \cdot \cos(45 \text{ deg}) + \frac{N_x}{n_{\text{antall.skruer}}} \cdot \sin(45 \text{ deg}) = (4.06 \cdot 10^4) \text{ N}$$

$$V_{nx.Vertikalt} := -N_{nx.Horizontalt} \cdot \sin(45 \text{ deg}) + \frac{N_x}{n_{\text{antall.skruer}}} \cdot \cos(45 \text{ deg}) = (3.45 \cdot 10^4) \text{ N}$$

**Belastning fra Ny:**

$$Ny := 7.25 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$e := 72.5 \text{ mm}$$

Dekomponerer 1. gang

$$Ny_z := -Ny \cdot \cos(54 \text{ deg}) = -4.26 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$Ny_y := Ny \cdot \sin(54 \text{ deg}) = (5.87 \cdot 10^3) \text{ N}$$

Dekomponerer 2. gang

$$Ny_{yy} := Ny_y \cdot \cos(9 \text{ deg}) = (5.79 \cdot 10^3) \text{ N}$$

$$Ny_{yz} := -Ny_y \cdot \sin(9 \text{ deg}) = -917.55 \text{ N}$$

$$Ny_{zy} := Ny_z \cdot \sin(9 \text{ deg}) = -666.64 \text{ N}$$

$$Ny_{zz} := Ny_z \cdot \cos(9 \text{ deg}) = -4.21 \cdot 10^3 \text{ N}$$

Legger sammen komponentene:

$$Fy := Ny_{yy} + Ny_{zy} = (5.13 \cdot 10^3) \text{ N}$$

$$Fz := Ny_{yz} + Ny_{zz} = -5.13 \cdot 10^3 \text{ N}$$

Moment pga.Fy:

$$M_{ny} := -Fy \cdot e = -3.72 \cdot 10^5 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$FM_{1.ny} := \frac{M_{ny}}{Ip} \cdot a_1 = -48.27 \text{ N}$$

$$FM_{2.ny} := \frac{M_{ny}}{Ip} \cdot 2 a_1 = -96.54 \text{ N}$$

$$FM_{3.ny} := \frac{M_{ny}}{Ip} \cdot 3 a_1 = -144.81 \text{ N}$$

$$FM_{4.ny} := \frac{M_{ny}}{Ip} \cdot 4 a_1 = -193.08 \text{ N}$$

$$FM_{5.ny} := \frac{M_{ny}}{I_p} \cdot 5 \cdot a_1 = -241.35 \text{ N}$$

$$FM_{ny} := FM_{5.ny} = -241.35 \text{ N}$$

Krefter som virker på skruen:

$$V_{ny.Horisontalt} := \frac{F_z}{n_{\text{antall.skruer}}} + FM_{ny} \cdot \cos(9 \text{ deg}) = -704.42 \text{ N}$$

$$N_{ny.Horisontalt} := \frac{F_y}{n_{\text{antall.skruer}}} + FM_{ny} \cdot \sin(9 \text{ deg}) = 428.29 \text{ N}$$

$$N_{ny} := N_{ny.Horisontalt} \cdot \cos(45 \text{ deg}) = 302.85 \text{ N}$$

$$V_{ny.Vertikalt} := -N_{ny.Horisontalt} \cdot \sin(45 \text{ deg}) = -302.85 \text{ N}$$

**Summerer bidraget fra  $M_y$ ,  $N_x$  og  $N_y$ :**

Skjærkrefter vertikalt:

$$V_{Vertikalt} := V_{m_y.Vertikalt} + V_{n_x.Vertikalt} + V_{n_y.Vertikalt} = (3.45 \cdot 10^4) \text{ N}$$

Skjærkrefter horisontalt:

$$V_{Horisontalt} := V_{m_y.Horisontalt} + V_{n_x.Horisontalt} + V_{n_y.Horisontalt} = (2.41 \cdot 10^4) \text{ N}$$

Aksialkrefter:

(+) Strekk, (-) Trykk

$$N := N_{m_y} + N_{n_x} + N_{n_y} = (4.06 \cdot 10^4) \text{ N}$$

**Summerer skjærkrefter og aksialkrefter:**

$$F_{v.Ed} := \sqrt{(V_{Vertikalt})^2 + (V_{Horisontalt})^2} = (4.2 \cdot 10^4) \text{ N}$$

$$F_{ax.Ed} := N = (4.06 \cdot 10^4) \text{ N}$$

Kapasitet til ett par skruer

**E.4-7 Resultater - trykkpåkjent skallkant, 1.ETG**

$$k_{mod} := 0.9$$

$$\gamma_M := 1.3$$

$$k_{def} := 1$$

**Aksialkapasitet per skrue:**

$$F_{ax.Rk.v} := 1.643 \cdot 10^4 \quad N$$

$$F_{ax.Rk.h} := 2.167 \cdot 10^4 \quad N$$

$$F_{ax.Rk} := F_{ax.Rk.v} + F_{ax.Rk.h} = 3.81 \cdot 10^4 \quad N$$

$$F_{ax.Rd} := k_{mod} \cdot \frac{F_{ax.Rk}}{\gamma_M} = 2.64 \cdot 10^4 \quad N \quad (prEN - 4.14 b)$$

Kapasitetsberegning ikke sammenliknbart med SFS datablad.

**Tverr-kapasitet per enkelt skrue:**

$$F_{v.Rk.v} := 1.044 \cdot 10^4 \quad N$$

$$F_{v.Rk.h} := 9.292 \cdot 10^3 \quad N$$

$$F_{v.Rk} := F_{v.Rk.v} + F_{v.Rk.h} = 1.97 \cdot 10^4 \quad N$$

$$F_{v.Rd} := k_{mod} \cdot \frac{F_{v.Rk}}{\gamma_M} = 1.37 \cdot 10^4 \quad N \quad (prEN - 4.14 b)$$

Kapasitetsberegning ikke sammenliknbart med SFS datablad.

### Aksialbelastning per skrue:

$$F_{ax.Ed} := \frac{(6.10 \cdot 10^4)}{2} = 3.05 \cdot 10^4 \quad N$$

Beregningene gjort for belastningen er med hensyn på de støstre kreftene fordelt på den mest belastet skruen. Altså en skrue i ett krysspar.

### Skjærbelastning per skrue:

$$F_{v.Ed} := \frac{(6.47 \cdot 10^4)}{2} = 3.24 \cdot 10^4 \quad N$$

### Kontroll Aksial:

$$\frac{F_{ax.Ed}}{F_{ax.Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{F_{ax.Ed}}{F_{ax.Rd}} = 1.16$$

IKKE OK

### Kontroll Skjær:

$$\frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}} = 2.37$$

IKKE OK

### 10.7.3 Kombinert tverrbelastede og aksialt belastede skrueforbindelser, hentet fra prEN 1995-1-1

(1) For skrueforbindelser som utsettes for en kombinasjon av aksial last og tverrlast, må betingelsen i uttrykk (10.28) oppfylles.

$$\left( \frac{F_{ax.Ed}}{F_{ax.Rd}} \right)^2 + \left( \frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}} \right)^2 \leq 1 \quad (prEN - 10.28)$$

$$\left( \frac{F_{ax.Ed}}{F_{ax.Rd}} \right)^2 + \left( \frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}} \right)^2 = 6.95 \quad \text{IKKE OK}$$



**E.4-8 Resultater - strekkpåkjent skallkant, 1.ETG**

$$k_{mod} := 0.9$$

$$\gamma_M := 1.3$$

$$k_{def} := 1$$

**Aksialkapasitet per skrue:**

$$F_{ax.Rk.v} := 1.643 \cdot 10^4 \quad N$$

$$F_{ax.Rk.h} := 2.167 \cdot 10^4 \quad N$$

$$F_{ax.Rk} := F_{ax.Rk.v} + F_{ax.Rk.h} = 3.81 \cdot 10^4 \quad N$$

$$F_{ax.Rd} := k_{mod} \cdot \frac{F_{ax.Rk}}{\gamma_M} = 2.64 \cdot 10^4 \quad N \quad (prEN - 4.14 b)$$

Kapasitetsberegning ikke sammenliknbart med SFS datablad.

**Tverr-kapasitet per enkelt skrue:**

$$F_{v.Rk.v} := 1.044 \cdot 10^4 \quad N$$

$$F_{v.Rk.h} := 9.292 \cdot 10^3 \quad N$$

$$F_{v.Rk} := F_{v.Rk.v} + F_{v.Rk.h} = 1.97 \cdot 10^4 \quad N$$

$$F_{v.Rd} := k_{mod} \cdot \frac{F_{v.Rk}}{\gamma_M} = 1.37 \cdot 10^4 \quad N \quad (prEN - 4.14 b)$$

Kapasitetsberegning ikke sammenliknbart med SFS datablad.

### Aksialbelastning per skrue:

$$F_{ax.Ed} := \frac{(4.06 \cdot 10^4)}{2} = 2.03 \cdot 10^4 \quad N$$

Beregningene gjort for belastningen er med hensyn på de støstre kreftene fordelt på den mest belastet skruen. Altså en skrue i ett krysspar.

### Skjærbelastning per skrue:

$$F_{v.Ed} := \frac{(4.20 \cdot 10^4)}{2} = 2.1 \cdot 10^4 \quad N$$

#### Kontroll Aksial:

$$\frac{F_{ax.Ed}}{F_{ax.Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{F_{ax.Ed}}{F_{ax.Rd}} = 0.77$$

OK

#### Kontroll Skjær:

$$\frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}} = 1.54$$

IKKE OK

### 10.7.3 Kombinert tverrbelastede og aksialt belastede skrueforbindelser, hentet fra prEN-1995-1-1

(1) For skrueforbindelser som utsettes for en kombinasjon av aksial last og tverrlast, må betingelsen i uttrykk (10.28) oppfylles.

$$\left( \frac{F_{ax.Ed}}{F_{ax.Rd}} \right)^2 + \left( \frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}} \right)^2 \leq 1 \quad (prEN - 10.28)$$

$$\left( \frac{F_{ax.Ed}}{F_{ax.Rd}} \right)^2 + \left( \frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}} \right)^2 = 2.96$$

IKKE OK

**E.4-9 Belastning - trykkpåkjent skallkant, 2.ETG**

$$d := 13 \text{ mm}$$

$$b := 300 \text{ mm}$$

$$h := 1000 \text{ mm}$$

$$n_{\text{antall.skrue}} := 11$$

**Avstandskrav:**

Kontroll i vedlegget "kryssførende skruer, belastning - trykkpåkjent skallkant 1.ETG".

$$a_1 := 70 \text{ mm}$$

$$a_{\text{cross}} := 20 \text{ mm}$$

$$a_{3,t} := \frac{67 \text{ mm} \cdot 16}{2} = 536 \text{ mm}$$

$$a_{4,t} := 113 \text{ mm}$$

*Forklaring av krefter, moment, vinkler og dekomponeringer er gjort i vedlegg "E.4-5 Belastning - trykkpåkjent skallkant, 1.ETG".*

**Belastning fra moment My:**

$$My := 0.38 \cdot 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$Ip := 2 \cdot (a_1)^2 + 2 \cdot (2 \cdot a_1)^2 + 2 \cdot (3 \cdot a_1)^2 + 2 \cdot (4 \cdot a_1)^2 + 2 \cdot (5 \cdot a_1)^2 = (5.39 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$FM_{1.my} := \frac{My}{Ip} \cdot a_1 = 49.35 \text{ N}$$

$$FM_{2.my} := \frac{My}{Ip} \cdot 2 \cdot a_1 = 98.7 \text{ N}$$

$$FM_{3.my} := \frac{My}{Ip} \cdot 3 \cdot a_1 = 148.05 \text{ N}$$

$$FM_{4.my} := \frac{My}{Ip} \cdot 4 \cdot a_1 = 197.4 \text{ N}$$

$$FM_{5.my} := \frac{My}{Ip} \cdot 5 \cdot a_1 = 246.75 \text{ N}$$

$$FM_{my} := FM_{5.my} = 246.75 \text{ N}$$

Krefter som virker på skruen:

$$V_{my.Horisontalt} := FM_{my} \cdot \sin(81 \text{ deg}) = 243.72 \text{ N}$$

$$N_{my.Horisontalt} := FM_{my} \cdot \cos(81 \text{ deg}) = 38.6 \text{ N}$$

$$N_{my} := N_{my.Horisontalt} \cdot \cos(45 \text{ deg}) = 27.29 \text{ N}$$

$$V_{my.Vertikalt} := -N_{my.Horisontalt} \cdot \sin(45 \text{ deg}) = -27.29 \text{ N}$$

### Belastning fra Nx:

$$Nx := -352.55 \cdot 10^3 \text{ N} \quad e := 72.5 \text{ mm}$$

$$M_{nx} := Nx \cdot e = -2.56 \cdot 10^7 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$FM_{1.nx} := \frac{M_{nx}}{Ip} \cdot a_1 = -3.32 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$FM_{2.nx} := \frac{M_{nx}}{Ip} \cdot 2 \cdot a_1 = -6.64 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$FM_{3.nx} := \frac{M_{nx}}{Ip} \cdot 3 \cdot a_1 = -9.96 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$FM_{4.nx} := \frac{M_{nx}}{Ip} \cdot 4 \cdot a_1 = -1.33 \cdot 10^4 \text{ N}$$

$$FM_{5.nx} := \frac{M_{nx}}{Ip} \cdot 5 \cdot a_1 = -1.66 \cdot 10^4 \text{ N}$$

$$FM_{nx} := FM_{5.nx} = -1.66 \cdot 10^4 \text{ N}$$

Krefter som virker på skruen:

$$V_{nx.Horisontalt} := FM_{nx} \cdot \sin(81 \text{ deg}) = -1.64 \cdot 10^4 \text{ N}$$

$$N_{nx.Horisontalt} := FM_{nx} \cdot \cos(81 \text{ deg}) = -2.6 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$N_{nx} := N_{nx.Horisontalt} \cdot \cos(45 \text{ deg}) + \frac{Nx}{n_{\text{antall.skruer}}} \cdot \sin(45 \text{ deg}) = -2.45 \cdot 10^4 \text{ N}$$

$$V_{nx.Vertikalt} := -N_{nx.Horisontalt} \cdot \sin(45 \text{ deg}) + \frac{Nx}{n_{\text{antall.skruer}}} \cdot \cos(45 \text{ deg}) = -2.08 \cdot 10^4 \text{ N}$$

### Belastning fra Ny:

$$N_y := 1.5 \cdot 10^3 \text{ N} \quad e := 72.5 \text{ mm}$$

Dekomponerer 1. gang

$$N_{y_z} := -N_y \cdot \cos(54 \text{ deg}) = -881.68 \text{ N}$$

$$N_{y_y} := N_y \cdot \sin(54 \text{ deg}) = (1.21 \cdot 10^3) \text{ N}$$

Dekomponerer 2. gang

$$N_{y_{yy}} := N_{y_y} \cdot \cos(9 \text{ deg}) = (1.2 \cdot 10^3) \text{ N}$$

$$N_{y_{yz}} := -N_{y_y} \cdot \sin(9 \text{ deg}) = -189.84 \text{ N}$$

$$N_{y_{zy}} := N_{y_z} \cdot \sin(9 \text{ deg}) = -137.92 \text{ N}$$

$$N_{y_{zz}} := N_{y_z} \cdot \cos(9 \text{ deg}) = -870.82 \text{ N}$$

Legger sammen komponentene:

$$F_y := N_{y_{yy}} + N_{y_{zy}} = (1.06 \cdot 10^3) \text{ N}$$

$$F_z := N_{y_{yz}} + N_{y_{zz}} = -1.06 \cdot 10^3 \text{ N}$$

Moment pga.Fy:

$$M_{ny} := -F_y \cdot e = -7.69 \cdot 10^4 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$FM_{1.ny} := \frac{M_{ny}}{I_p} \cdot a_1 = -9.99 \text{ N}$$

$$FM_{2.ny} := \frac{M_{ny}}{I_p} \cdot 2 a_1 = -19.97 \text{ N}$$

$$FM_{3.ny} := \frac{M_{ny}}{I_p} \cdot 3 a_1 = -29.96 \text{ N}$$

$$FM_{4.ny} := \frac{M_{ny}}{I_p} \cdot 4 a_1 = -39.95 \text{ N}$$

$$FM_{5.ny} := \frac{M_{ny}}{Ip} \cdot 5 a_1 = -49.93 \text{ N}$$

$$FM_{ny} := FM_{5.ny} = -49.93 \text{ N}$$

Krefter som virker på skruen:

$$V_{ny.Horisontalt} := \frac{Fz}{n_{\text{antall.skruer}}} + FM_{ny} \cdot \sin(81 \text{ deg}) = -145.74 \text{ N}$$

$$N_{ny.Horisontalt} := \frac{Fy}{n_{\text{antall.skruer}}} + FM_{ny} \cdot \cos(81 \text{ deg}) = 88.61 \text{ N}$$

$$N_{ny} := N_{ny.Horisontalt} \cdot \cos(45 \text{ deg}) = 62.66 \text{ N}$$

$$V_{ny.Vertikalt} := -N_{ny.Horisontalt} \cdot \sin(45 \text{ deg}) = -62.66 \text{ N}$$

**Summerer bidraget fra  $M_y$ ,  $N_x$  og  $N_y$ :**

Skjærkrefter vertikalt:

$$V_{\text{Vertikalt}} := V_{m_y.\text{Vertikalt}} + V_{n_x.\text{Vertikalt}} + V_{n_y.\text{Vertikalt}} = -2.09 \cdot 10^4 \text{ N}$$

Skjærkrefter horisontalt:

$$V_{\text{Horisontalt}} := V_{m_y.\text{Horisontalt}} + V_{n_x.\text{Horisontalt}} + V_{n_y.\text{Horisontalt}} = -1.63 \cdot 10^4 \text{ N}$$

Aksialkrefter:

(+) Strekk, (-) Trykk

$$N := N_{m_y} + N_{n_x} + N_{n_y} = -2.44 \cdot 10^4 \text{ N}$$

**Summerer skjærkrefter og aksialkrefter:**

$$F_{v.Ed} := \sqrt{(V_{\text{Vertikalt}})^2 + (V_{\text{Horisontalt}})^2} = (2.65 \cdot 10^4) \text{ N}$$

$$F_{ax.Ed} := N = -2.44 \cdot 10^4 \text{ N}$$

Kapasitet til ett par skruer



ORIGIN := 1

## E.4-10 Belastning - strekkpåkjent skallkant, 2.ETG

$$d := 13 \text{ mm}$$

$$b := 300 \text{ mm}$$

$$h := 1000 \text{ mm}$$

$$n_{\text{antall.skruer}} := 11$$

### Avstandskrav:

Kontroll i vedlegget "Kryssførende skruer, belastning - trykkpåkjent skallkant 1.ETG".  
Gjelder også for strekkpåkjent skallkant.

$$a_1 := 70 \text{ mm}$$

$$a_{\text{cross}} := 20 \text{ mm}$$

$$a_{3,t} := \frac{67 \text{ mm} \cdot 16}{2} = 536 \text{ mm}$$

$$a_{4,t} := 113 \text{ mm}$$

Forklaring av krefter, moment, vinkler og dekomponeringer er gjort i vedlegg  
"E.4-5 Belastning - trykkpåkjent skallkant, 1.ETG".

**Belastning fra moment My:**

$$My := -0.45 \cdot 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$Ip := 2 \cdot (a_1)^2 + 2 \cdot (2 a_1)^2 + 2 \cdot (3 \cdot a_1)^2 + 2 \cdot (4 \cdot a_1)^2 + 2 \cdot (5 \cdot a_1)^2 = (5.39 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$FM_{1.my} := \frac{My}{Ip} \cdot a_1 = -58.44 \text{ N}$$

$$FM_{2.my} := \frac{My}{Ip} \cdot 2 a_1 = -116.88 \text{ N}$$

$$FM_{3.my} := \frac{My}{Ip} \cdot 3 \cdot a_1 = -175.32 \text{ N}$$

$$FM_{4.my} := \frac{My}{Ip} \cdot 4 \cdot a_1 = -233.77 \text{ N}$$

$$FM_{5.my} := \frac{My}{Ip} \cdot 5 \cdot a_1 = -292.21 \text{ N}$$

$$FM_{my} := FM_{5.my} = -292.21 \text{ N}$$

Krefter som virker på skruen:

$$V_{my.Horisontalt} := FM_{my} \cdot \cos(9 \text{ deg}) = -288.61 \text{ N}$$

$$N_{my.Horisontalt} := FM_{my} \cdot \sin(9 \text{ deg}) = -45.71 \text{ N}$$

$$N_{my} := N_{my.Horisontalt} \cdot \cos(45 \text{ deg}) = -32.32 \text{ N}$$

$$V_{my.Vertikalt} := -N_{my.Horisontalt} \cdot \sin(45 \text{ deg}) = 32.32 \text{ N}$$

### Belastning fra Nx:

$$N_x := 184.66 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$e := 72.5 \text{ mm}$$

$$M_{nx} := N_x \cdot e = (1.34 \cdot 10^7) \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$FM_{1.nx} := \frac{M_{nx}}{I_p} \cdot a_1 = (1.74 \cdot 10^3) \text{ N}$$

$$FM_{2.nx} := \frac{M_{nx}}{I_p} \cdot 2 a_1 = (3.48 \cdot 10^3) \text{ N}$$

$$FM_{3.nx} := \frac{M_{nx}}{I_p} \cdot 3 \cdot a_1 = (5.22 \cdot 10^3) \text{ N}$$

$$FM_{4.nx} := \frac{M_{nx}}{I_p} \cdot 4 \cdot a_1 = (6.95 \cdot 10^3) \text{ N}$$

$$FM_{5.nx} := \frac{M_{nx}}{I_p} \cdot 5 \cdot a_1 = (8.69 \cdot 10^3) \text{ N}$$

$$FM_{nx} := FM_{5.nx} = (8.69 \cdot 10^3) \text{ N}$$

Krefter som virker på skruen:

$$V_{nx.Horisontalt} := FM_{nx} \cdot \cos(9 \text{ deg}) = (8.59 \cdot 10^3) \text{ N}$$

$$N_{nx.Horisontalt} := FM_{nx} \cdot \sin(9 \text{ deg}) = (1.36 \cdot 10^3) \text{ N}$$

$$N_{nx} := N_{nx.Horisontalt} \cdot \cos(45 \text{ deg}) + \frac{N_x}{n_{\text{antall.skruer}}} \cdot \sin(45 \text{ deg}) = (1.28 \cdot 10^4) \text{ N}$$

$$V_{nx.Vertikalt} := -N_{nx.Horisontalt} \cdot \sin(45 \text{ deg}) + \frac{N_x}{n_{\text{antall.skruer}}} \cdot \cos(45 \text{ deg}) = (1.09 \cdot 10^4) \text{ N}$$

**Belastning fra Ny:**

$$Ny := -6.31 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$e := 72.5 \text{ mm}$$

Dekomponerer 1. gang

$$Ny_z := -Ny \cdot \cos(54 \text{ deg}) = (3.71 \cdot 10^3) \text{ N}$$

$$Ny_y := Ny \cdot \sin(54 \text{ deg}) = -5.1 \cdot 10^3 \text{ N}$$

Dekomponerer 2. gang

$$Ny_{yy} := Ny_y \cdot \cos(9 \text{ deg}) = -5.04 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$Ny_{yz} := -Ny_y \cdot \sin(9 \text{ deg}) = 798.58 \text{ N}$$

$$Ny_{zy} := Ny_z \cdot \sin(9 \text{ deg}) = 580.2 \text{ N}$$

$$Ny_{zz} := Ny_z \cdot \cos(9 \text{ deg}) = (3.66 \cdot 10^3) \text{ N}$$

Legger sammen komponentene:

$$Fy := Ny_{yy} + Ny_{zy} = -4.46 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$Fz := Ny_{yz} + Ny_{zz} = (4.46 \cdot 10^3) \text{ N}$$

Moment pga.Fy:

$$M_{ny} := -Fy \cdot e = (3.23 \cdot 10^5) \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$FM_{1.ny} := \frac{M_{ny}}{Ip} \cdot a_1 = 42.01 \text{ N}$$

$$FM_{2.ny} := \frac{M_{ny}}{Ip} \cdot 2 a_1 = 84.02 \text{ N}$$

$$FM_{3.ny} := \frac{M_{ny}}{Ip} \cdot 3 a_1 = 126.03 \text{ N}$$

$$FM_{4.ny} := \frac{M_{ny}}{Ip} \cdot 4 a_1 = 168.04 \text{ N}$$

$$FM_{5.ny} := \frac{M_{ny}}{I_p} \cdot 5 \cdot a_1 = 210.05 \text{ N}$$

$$FM_{ny} := FM_{5.ny} = 210.05 \text{ N}$$

Krefter som virker på skruen:

$$V_{ny.Horisontalt} := \frac{F_z}{n_{\text{antall.skruer}}} + FM_{ny} \cdot \cos(9 \text{ deg}) = 613.09 \text{ N}$$

$$N_{ny.Horisontalt} := \frac{F_y}{n_{\text{antall.skruer}}} + FM_{ny} \cdot \sin(9 \text{ deg}) = -372.76 \text{ N}$$

$$N_{ny} := N_{ny.Horisontalt} \cdot \cos(45 \text{ deg}) = -263.58 \text{ N}$$

$$V_{ny.Vertikalt} := -N_{ny.Horisontalt} \cdot \sin(45 \text{ deg}) = 263.58 \text{ N}$$

**Summerer bidraget fra  $M_y$ ,  $N_x$  og  $N_y$ :**

Skjærkrefter vertikalt:

$$V_{\text{Vertikalt}} := V_{m_y.\text{Vertikalt}} + V_{n_x.\text{Vertikalt}} + V_{n_y.\text{Vertikalt}} = (1.12 \cdot 10^4) \text{ N}$$

Skjærkrefter horisontalt:

$$V_{\text{Horisontalt}} := V_{m_y.\text{Horisontalt}} + V_{n_x.\text{Horisontalt}} + V_{n_y.\text{Horisontalt}} = (8.91 \cdot 10^3) \text{ N}$$

Aksialkrefter:

(+) Strekk, (-) Trykk

$$N := N_{m_y} + N_{n_x} + N_{n_y} = (1.25 \cdot 10^4) \text{ N}$$

**Summerer skjærkrefter og aksialkrefter:**

$$F_{v.Ed} := \sqrt{(V_{\text{Vertikalt}})^2 + (V_{\text{Horisontalt}})^2} = (1.43 \cdot 10^4) \text{ N}$$

$$F_{ax.Ed} := N = (1.25 \cdot 10^4) \text{ N}$$

Kapasitet til ett par skruer

**E.4-11 Resultater - tryktpåkjent skallkant, 2.ETG**

$$k_{mod} := 0.9$$

$$\gamma_M := 1.3$$

$$k_{def} := 1$$

**Aksialkapasitet per skrue:**

$$F_{ax.Rk.v} := 1.643 \cdot 10^4 \quad N$$

$$F_{ax.Rk.h} := 2.167 \cdot 10^4 \quad N$$

$$F_{ax.Rk} := F_{ax.Rk.v} + F_{ax.Rk.h} = 3.81 \cdot 10^4 \quad N$$

$$F_{ax.Rd} := k_{mod} \cdot \frac{F_{ax.Rk}}{\gamma_M} = 2.64 \cdot 10^4 \quad N \quad (prEN - 4.14 b)$$

Kapasitetsberegning ikke sammenliknbart med SFS datablad.

**Tverr-kapasitet per enkelt skrue:**

$$F_{v.Rk.v} := 1.044 \cdot 10^4 \quad N$$

$$F_{v.Rk.h} := 9.292 \cdot 10^3 \quad N$$

$$F_{v.Rk} := F_{v.Rk.v} + F_{v.Rk.h} = 1.97 \cdot 10^4 \quad N$$

$$F_{v.Rd} := k_{mod} \cdot \frac{F_{v.Rk}}{\gamma_M} = 1.37 \cdot 10^4 \quad N \quad (prEN - 4.14 b)$$

Kapasitetsberegning ikke sammenliknbart med SFS datablad.

### Aksialbelastning per skrue:

$$F_{ax.Ed} := \frac{(2.44 \cdot 10^4)}{2} = 1.22 \cdot 10^4 \quad N$$

Beregningene gjort for belastningen er med hensyn på de støstre kreftene fordelt på det mest belastede skrueparet. Deles derfor på 2 for å finne belastning per skrue.

### Skjærbelastning per skrue:

$$F_{v.Ed} := \frac{(2.65 \cdot 10^4)}{2} = 1.33 \cdot 10^4 \quad N$$

### Kontroll Aksial:

$$\frac{F_{ax.Ed}}{F_{ax.Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{F_{ax.Ed}}{F_{ax.Rd}} = 0.46$$

OK

### Kontroll Skjær:

$$\frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}} = 0.97$$

OK

### 10.7.3 Kombinert tverrbelastede og aksialt belastede skrueforbindelser, hentet fra prEN 1995-1-1

(1) For skrueforbindelser som utsettes for en kombinasjon av aksial last og tverrlast, må betingelsen i uttrykk (10.28) oppfylles.

$$\left( \frac{F_{ax.Ed}}{F_{ax.Rd}} \right)^2 + \left( \frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}} \right)^2 \leq 1 \quad (\text{prEN} - 10.28)$$

$$\left( \frac{F_{ax.Ed}}{F_{ax.Rd}} \right)^2 + \left( \frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}} \right)^2 = 1.15$$

IKKE OK



**E.4-12 Resultater - strekkpåkjent skallkant, 2.ETG**

$$k_{mod} := 0.9$$

$$\gamma_M := 1.3$$

$$k_{def} := 1$$

**Aksialkapasitet per skrue:**

$$F_{ax.Rk.v} := 1.643 \cdot 10^4 \quad N$$

$$F_{ax.Rk.h} := 2.167 \cdot 10^4 \quad N$$

$$F_{ax.Rk} := F_{ax.Rk.v} + F_{ax.Rk.h} = 3.81 \cdot 10^4 \quad N$$

$$F_{ax.Rd} := k_{mod} \cdot \frac{F_{ax.Rk}}{\gamma_M} = 2.64 \cdot 10^4 \quad N \quad (prEN - 4.14 b)$$

Kapasitetsberegning ikke sammenliknbart med SFS datablad.

**Tverr-kapasitet per enkelt skrue:**

$$F_{v.Rk.v} := 1.044 \cdot 10^4 \quad N$$

$$F_{v.Rk.h} := 9.292 \cdot 10^3 \quad N$$

$$F_{v.Rk} := F_{v.Rk.v} + F_{v.Rk.h} = 1.97 \cdot 10^4 \quad N$$

$$F_{v.Rd} := k_{mod} \cdot \frac{F_{v.Rk}}{\gamma_M} = 1.37 \cdot 10^4 \quad N \quad (prEN - 4.14 b)$$

Kapasitetsberegning ikke sammenliknbart med SFS datablad.

### Aksialbelastning per skrue:

$$F_{ax.Ed} := \frac{(1.25 \cdot 10^4)}{2} = 6.25 \cdot 10^3 \quad N$$

Beregningene gjort for belastningen er med hensyn på de støstre kreftene fordelt på det mest belastede skrueparet. Deles derfor på 2 for å finne belastning per skrue.

### Skjærbelastning per skrue:

$$F_{v.Ed} := \frac{(1.43 \cdot 10^4)}{2} = 7.15 \cdot 10^3 \quad N$$

### Kontroll Aksial:

$$\frac{F_{ax.Ed}}{F_{ax.Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{F_{ax.Ed}}{F_{ax.Rd}} = 0.24$$

OK

### Kontroll Skjær:

$$\frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}} = 0.52$$

OK

### 10.7.3 Kombinert tverrbelastede og aksialt belastede skrueforbindelser, hentet fra prEN 1995-1-1

(1) For skrueforbindelser som utsettes for en kombinasjon av aksial last og tverrlast, må betingelsen i uttrykk (10.28) oppfylles.

$$\left( \frac{F_{ax.Ed}}{F_{ax.Rd}} \right)^2 + \left( \frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}} \right)^2 \leq 1 \quad (prEN - 10.28)$$

$$\left( \frac{F_{ax.Ed}}{F_{ax.Rd}} \right)^2 + \left( \frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}} \right)^2 = 0.33 \quad \text{OK}$$

### E.4-13 Snittkrefter - trykkpåkjent skallkant

Krefter i [kN] og [kNm] per meter skallkant.

Kant 4, knutepunkt: 3-18

Trykk -  
Strekk +

#### 1.ETG

Nx

$$\begin{aligned} -14049.68 & \quad (1) \\ -14024.85 & \quad (1) \end{aligned}$$

$$\frac{-14049.68}{16} = -878.11$$

Ny

$$\begin{aligned} -50.03 & \quad (1) \\ -71.98 & \quad (1) \end{aligned}$$

$$\frac{-71.98}{16} = -4.5$$

My

$$\begin{aligned} 41.18 & \quad (2) \\ 42.26 & \quad (2) \end{aligned}$$

$$\frac{42.26}{16} = 2.64$$

Nxy

$$\begin{aligned} 140.02 & \quad (2) \\ 154.8 & \quad (2) \end{aligned}$$

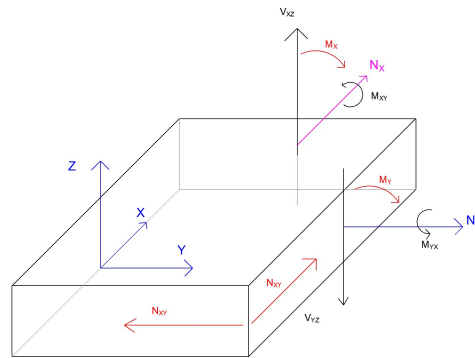
$$\frac{140.02 - 154.8}{16} = -0.92$$

Neglisjerbar

Mx

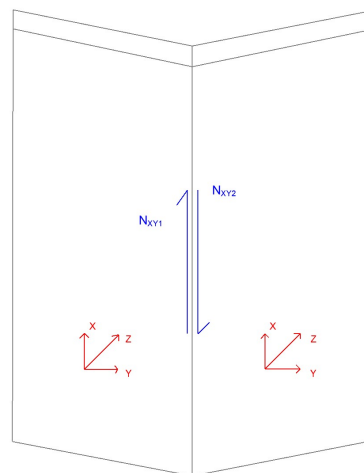
$$\begin{aligned} 8.04 & \quad (2) \\ 8.78 & \quad (2) \end{aligned}$$

Neglisjerbar



Figuren ovenfor viser plassering og retning for kreftene omtalt i dette vedlegget.

Som figuren ovenfor viser tilhører Nxy skallkanten. I hovedsak er dette en kraft som skal medregnes i dimensjoneringen. Men i oppgavens tilfelle har bidraget fra Nxy likt fortegn fra begge skall som deler skallkant. Dette resulterer i at kreftene reduserer hverandre og blir neglisjerbar, slik som figuren nedenfor viser.



Mxy

$$\begin{array}{ll} 0.63 & (2) \\ -0.57 & (2) \end{array}$$

Neglisjerbar

Vzx

$$\begin{array}{ll} 21.8 & (1) \\ 20.75 & (10) \end{array}$$

Ikke relevant

Vzy

$$\begin{array}{ll} -2.97 & (2) \\ 5.18 & (2) \end{array}$$

Neglisjerbar

Kant 4 , knutepunkt: 8-30

## 2. ETG

Nx

$$\begin{array}{ll} -5640.85 & (1) \\ -5640.85 & (1) \end{array}$$

$$\frac{-5640.85}{16} = -352.55$$

Ny

$$\begin{array}{ll} 11.16 & (2) \\ 23.96 & (1) \end{array}$$

$$\frac{23.96}{16} = 1.5$$

My

$$\begin{array}{ll} 5.08 & (2) \\ 6.04 & (2) \end{array}$$

$$\frac{6.04}{16} = 0.38$$

ORIGIN := 1

### E.4-14 Snittkrefter - strekkpåkjent skallkant

Krefter i [kN] og [kNm] per meter skallkant

Trykk -  
Strekk +

Kant 1, knutepunkt: 5-20  
**1.ETG**

Kant 2, knutepunkt: 1-16  
**1.ETG**

Nx

9345.60 (2)  
8811.80 (2)

$$\frac{9345.6}{16} = 584.1$$

Nx

9288.17 (2)  
8530.57 (2)

$$\frac{9288.17}{16} = 580.51$$

Ny

22.34 (2)  
69.19 (12)

$$\frac{69.19}{16} = 4.32$$

Ny

3.29 (1)  
116.06 (16)

$$\frac{116.06}{16} = 7.25$$

My

-47.31 (12)  
-20.15 (12)

$$\frac{-47.31}{16} = -2.96$$

My

-59.8 (12)  
-8.49 (12)

$$\frac{-59.8}{16} = -3.74$$

Nxy

-533.73 (12)  
-767.11 (12)

Nxy

523.35 (12)  
817.67 (1)

Mx

-3.34 (2)  
-4.46 (2)

Mx

-3.71 (2)  
-4.79 (2)

Mxy	1.47	(2)	Mxy	-2.46	(2)
	2.51	(2)		-3.26	(2)
Vzx	-40.67	(2)	Vzx	-31.57	(11)
	18.11	(2)		0.78	(3)
Vzy	-3.14	(11)	Vzy	2.71	(2)
	4.28	(2)		-4.69	(2)
Kant 1, knutepunkt: 20-32 <b>2.ETG</b>			Kant 2, knutepunkt 16-33 <b>2. ETG</b>		
Nx	2908.67	(2)	Nx	2954.51	(2)
	2714.91	(2)		2726.52	(2)
	$\frac{2908.67}{16} = 181.79$			$\frac{2954.51}{16} = 184.66$	
Ny	-100.89	(2)	Ny	-39.87	(1)
	-22.87	(1)		-47.28	(2)
	$\frac{-100.89}{16} = -6.31$			$\frac{-47.28}{16} = -2.96$	
My	1.82	(2)	My	-7.26	(1)
	4.96	(2)		-0.49	(1)
	$\frac{4.96}{16} = 0.31$			$\frac{-7.26}{16} = -0.45$	

## **E.5: Dimensjonering forbindelse dekke - veggplate**

### **Oversiktsliste:**

- E.5-1 Skruens aksialkapasitet
- E.5-2 Skruens tverrkapasitet
- E.5-3 Belastning horisontal stålplate
- E.5-4 Belastning vertikal stålplate
- E.5-5 Kapasitet til plateforbindelsen - horisontal
- E.5-6 Kapasitet til plateforbindelsen - vertikal
- E.5-7 Kontroll av bruddformer stålplate - horisontal
- E.5-8 Kontroll av bruddformer stålplate - vertikal

## E.5-1 Skruens aksialkapasitet

ORIGIN := 1

### Skruer/plate forbindelse mellom vegg og etasjeskiller:

Materialdata: HBS Plate fra Rothoblaas

Utvendig gjenge-diameter: [mm]  $d := 8$

Innvendig gjenge-diameter: [mm]  $d_1 := 5.4$

Skruhodets diameter: [mm]  $d_h := 14.5$

Forboring diameter: [mm]  $d_v := 5.0$

Skruens lengde: [mm]  $l_s := 120$

Karakteristisk flytemoment: [Nmm]  $M_{y.k} := 20100$

Karakteristisk uttrekkskapasitet parameter: [N/mm<sup>2</sup>]  $f_{ax.k} := 11.7$

Hulldiameter plate: [mm]  $d_0 := 11$

Karakteristisk strekkfasthet parameter: [N]  $f_{tens.k} := 20100$

Karakteristisk gjennomtrekningsmotstand: [N/mm<sup>2</sup>]  $f_{head.k} := 10.5$

Karakteristisk flytegrense til skruen: [N/mm<sup>2</sup>]  $f_{y.k} := 1000$

Tilhørende densitet for skruene: [kg/m<sup>3</sup>]  $\rho_a := 350$

Karakteristisk densitet: [kg/m<sup>3</sup>]  $\rho_k := 360$

Antall skruer:  $n := 14$

Tykkelse stålplate:  $t_{steel} := 8$



Partialfaktoren for forbindelsen:  $\gamma_{M.timber} := 1.25$  prEN 1995-1-1 Tabell 4.3a

$\gamma_{M.steel} := 1.05$  NS-EN 1993 NA.2.2(2)

$\gamma_{M.screw} := 1.25$

Fasthetsfaktor som tar hensyn til virkningen av lastvarigheten og fuktinnholdet:

$k_{mod} := 0.9$  prEN 1995-1-1 Tabell 5.1

### 10.7.2 Aksialbelastede skruer:

Minste avstander, wide face, forutsatt total tykkelse  $t > 12d$ :

Forutsatt totalt tykkelse:

$$12 \cdot d = 96$$

prEN 1995-1-1 10.7.2(2)

$$t := 45 + 45 + 45 + 45 + 40 = 220$$

$$220 > 96 \quad \text{OK}$$

Minsteavstander mellom tværrbelastede skruer:

HBS Plate Rothoblaas

$\alpha := 0 \text{ deg}$  - vinkel mellom fiberretning og last

Avstand parallellt med fiberretning:

$$a_{1.min} := 5 d \cdot 0.7 = 28$$

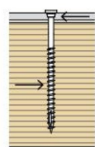
Avstand vinkelrett med fiberretning:

$$a_{2.min} := 3 d \cdot 0.7 = 16.8$$

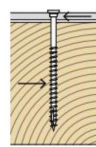
Avstand fra sentrum skruer i trevirke til belastet kant:

$$a_{4.t.min} := 3 d = 24$$

#### MINIMUM DISTANCES FOR SHEAR LOADS | STEEL-TO-TIMBER



Load-to-grain angle  $\alpha = 0^\circ$



Load-to-grain angle  $\alpha = 90^\circ$

d <sub>1</sub> [mm]	SCREWS INSERTED WITH PRE-DRILLING HOLE			SCREWS INSERTED WITH PRE-DRILLING HOLE				
		8	10	12	8	10	12	
a <sub>1</sub> [mm]	5-d · 0,7	28	35	42	4-d · 0,7	22	28	34
a <sub>2</sub> [mm]	3-d · 0,7	17	21	25	4-d · 0,7	22	28	34
a <sub>3,t</sub> [mm]	12-d	96	120	144	7-d	56	70	84
a <sub>3,c</sub> [mm]	7-d	56	70	84	7-d	56	70	84
a <sub>4,t</sub> [mm]	3-d	24	30	36	7-d	56	70	84
a <sub>4,c</sub> [mm]	3-d	24	30	36	3-d	24	30	36

Kontrollerer mot avstandskrav fra stål: Tabell 3.3 NS-EN 1993-1-8

**Minimumsavstander:**

Hullavstand horisontalt:  $p_2 := 1.2 \cdot d_0 = 13.2$

Hullavstand vertikalt:  
Innbyrdet forskjøvet skruerader  $p_1 := 2.2 \cdot d_0 = 24.2$

Endeavstand horisontalt:  $e_1 := 1.2 \cdot d_0 = 13.2$

Kantavstand vertikalt:  $e_2 := 1.2 \cdot d_0 = 13.2$

Skrå avstand mellom hullrader:  $L := 2.4 \cdot d_0 = 26.4$

**Maksimumsavstander:**

Hullavstand horisontalt:  $p_{1,max} := 14 \cdot t_{steel} = 112$

Hullavstand vertikalt:  
Innbyrdet forskjøvet skruerader  $p_{2,max} := 14 \cdot t_{steel} = 112$

Ingen krav til  $e_1$  og  $e_2$  da stålet ikke utsettes for klimatiske påvirkninger eller andre korrosive påvirkninger.

Velger avstander som er innenfor avstandskrav:

$$a_1 := 30$$

$$e_1 := 50$$

Velger  $e_1=e_2=50$  for å lage lik avstand mellom sveis og første rad lik Rothoblaas.

$$a_2 := 30$$

$$e_2 := 50$$

Må ha  $e_1 = e_2$  da kreftene virker horisontalt og vertikalt

**Effektiv inntrengelsesdybde til skruen:**Vinkel mellom fiberretning og skrueakse:  $\varepsilon := 90 \text{ deg}$ 

$$l_{ef1} := 95 - d = 87$$

$$l_{ef1} > \min\left\{\left(\frac{6 d}{\sin(\varepsilon)}\right); 20d\right\} \quad (10.37 g)$$

$$l_{efa} := \frac{6 d}{\sin(\varepsilon)} = 48$$

$$l_{efb} := 20 d = 160$$

$$l_{ef1} = 87$$

OK

$$l_{ef2} := 95 - d = 87$$

$$l_{ef2} > \min\left\{\left(\frac{4 d}{\sin(\varepsilon)}\right); 20d\right\} \quad (\text{ETA-11/0030})$$

$$l_{efc} := \frac{4 d}{\sin(\varepsilon)} = 32$$

$$l_{efd} := 20 d = 160$$

$$l_{ef2} = 87$$

OK

**Minimum inntrengelsesdybde:**

$$6 d = 48$$

prEN 1995-1-1 10.7.2(3)

Gjenget del av skruen = 95 mm

$$l_{ef2} = 87$$

OK

**Karakteristisk uttrekkskapasitet:**

$$n_{ef} := n^{0.9} = 10.753 \quad (10.44)$$

$$k_{\beta} := 1 \quad (10.40)$$

$$k_{ax} := 1 \quad (10.39)$$

$$6 \leq d \leq 12 \quad d = 8 \quad OK \quad (10.38 \text{ b})$$

$$\frac{d_1}{d} = 0.7 \quad OK \quad (10.38 \text{ c})$$

$$\beta := 90 \text{ deg} \quad OK \quad (10.40 \text{ a})$$

$$f_{ax.90.k} := 10 \frac{N}{mm^2} \quad (10.41 \text{ a})$$

Timber

$$F_{ax.\varepsilon.Rk1} := \frac{n_{ef} \cdot k_{ax} \cdot f_{ax.90.k} \cdot d \cdot l_{ef1}}{k_{\beta}} \left( \frac{\rho_k}{\rho_a} \right)^{0.8} = 7.654 \cdot 10^4 \quad (10.38)$$

CLT

$$F_{ax.\varepsilon.Rk2} := \frac{n_{ef} \cdot k_{ax} \cdot f_{ax.k} \cdot d \cdot l_{ef2}}{k_{\beta}} \left( \frac{\rho_k}{\rho_a} \right)^{0.8} = 8.956 \cdot 10^4 \quad (\text{ETA-11/0030})$$

Karakteristisk uttrekkskapasitet:

$$F_{ax.\varepsilon.Rk} := F_{ax.\varepsilon.Rk2} = 8.956 \cdot 10^4 \quad N$$

**Karakteristisk gjennomtrekningsmotstand, skruehodet:**

$$F_{ax.\varepsilon.Rk3} := n_{ef} \cdot f_{head.k} \cdot d_h^2 \cdot \left( \frac{\rho_k}{\rho_a} \right)^{0.8} = 2.428 \cdot 10^4 \quad (10.42)$$

Ikke relevant da sammenføyningen har stålplate mellom tre og skruehode, forbindelsen skal ikke trekke sammen 2 tredeler.

**Karakteristisk strekkfasthet:**

$$F_{t.Rk} := n_{ef} \cdot f_{tens.k} = 2.161 \cdot 10^5 \quad (10.43)$$

**Karakteristisk trykkfasthet:**

$$\varepsilon := 90 \text{ deg} \quad k_c := 0.6 \quad \text{Tabell 10.6a}$$

$$N_{pl.k} := \pi \cdot \frac{d_1^2}{4} \cdot f_{y.k} = 2.29 \cdot 10^4 \quad (10.43 \text{ c})$$

$$F_{b.Rk} := 1.18 \cdot k_c \cdot N_{pl.k} \cdot n_{ef} = 1.744 \cdot 10^5 \quad (10.43 \text{ b})$$

$$F_{c.\alpha.Rk} := \min(F_{ax.\varepsilon.Rk}, F_{b.Rk}) \quad (10.43 \text{ a})$$

$$F_{c.\alpha.Rk} := F_{ax.\varepsilon.Rk} = 8.956 \cdot 10^4 \quad N$$

$$F_{c.\alpha.Rk} := \frac{F_{c.\alpha.Rk}}{n} = 6.397 \cdot 10^3 \quad N$$

**Skruens karakteristiske aksialkapasitet blir da:**

$$\frac{F_{ax.\varepsilon.Rk}}{n} = 6.397 \cdot 10^3$$

## E.5-2 Skruens tverrkapasitet

ORIGIN := 1

Materialdata: HBS Plate fra Rothoblaas

Utvendig gjenge-diameter: [mm]  $d := 8$

Innvendig gjenge-diameter: [mm]  $d_1 := 5.4$

Skruhodets diameter: [mm]  $d_h := 14.5$

Forboring diameter: [mm]  $d_v := 5.0$

Skruens lengde: [mm]  $l_s := 120$

Karakteristisk flytemoment: [Nmm]  $M_{y.k} := 20100$

Karakteristisk uttrekkskapasitet parameter: [N/mm<sup>2</sup>]  $f_{ax.k} := 11.7$

Hulldiameter plate: [mm]  $d_0 := 11$

Karakteristisk strekkfasthet parameter: [N]  $f_{tens.k} := 20100$

Karakteristisk gjennomtrekningsmotstand: [N/mm<sup>2</sup>]  $f_{head.k} := 10.5$

Karakteristisk flytegrense til skruen: [N/mm<sup>2</sup>]  $f_{y.k} := 1000$

Tilhørende densitet for skruene: [kg/m<sup>3</sup>]  $\rho_a := 350$

Karakteristisk densitet: [kg/m<sup>3</sup>]  $\rho_k := 360$

Antall skruer:  $n := 14$

Tykkelse stålplate:  $t_{steel} := 8$

Partialfaktoren for forbindelsen:	$\gamma_{M.timber} := 1.25$	prEN 1995-1-1 Tabell 4.3a
	$\gamma_{M.steel} := 1.05$	NS-EN 1993 NA.2.2(2)
	$\gamma_{M.screw} := 1.25$	
Fasthetsfaktor som tar hensyn til virkningen av lastvarigheten og fuktinnholdet:	$k_{mod} := 0.9$	prEN 1995-1-1 Tabell 5.1

### 10.7.1 Tverrbelastede skruer:

#### Karakteristisk forankringsstyrke:

Vinkel mellom skruens akse og *wide face*:  $\beta := 90 \text{ deg}$

Vinkel mellom skruens akse og fiberretning:  $\varepsilon := 90 \text{ deg}$

$$k_c := \min\left(\frac{d}{d-2}, 3\right) \quad (10.33 a)$$

$$k_{c1} := \frac{d}{d-2} = 1.333$$

$$k_{c2} := 3$$

$$k_c := k_{c1} = 1.333$$

Pre-drilled softwood LVL:

$$f_{h.k1} := \frac{0.082 \rho_k \cdot (1 - 0.01 \cdot d)}{\left(k_c \cdot (\cos(\beta))^2 + (\sin(\beta))^2\right) \left(2.5 \cdot (\cos(\varepsilon))^2 + (\sin(\varepsilon))^2\right)} = 27.158 \quad (10.37 c)$$

Pre-drilled softwood CLT:

$$f_{h.k2} := \frac{0.082 \rho_k \cdot (1 - 0.01 \cdot d)}{\left(2.5 \cdot (\cos(\varepsilon))^2 + (\sin(\varepsilon))^2\right)} = 27.158 \quad \text{ETA-11/0030}$$

Skruens karakteristiske forankringsstyrke:

$$f_{h.k} := f_{h.k2} = 27.158 \quad \frac{N}{mm^2}$$

### 10.2.3 Stål mot tre forbindelser

Karakteristisk kapasitet for hver forbindelse per snitt:

$$t_1 := 95 - d = 87 \quad \text{Inntrengelsesdybde}$$

$$M_{y.Rk} := M_{y.k} \quad \text{HBS Plate Rothoblaas}$$

$$F_{v.Rk1} := f_{h.k} \cdot t_1 \cdot d = 1.89 \cdot 10^4 \quad (10.10 \text{ c})$$

$$F_{v.Rk2} := f_{h.k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left( \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right) = 8.154 \cdot 10^3 \quad (10.10 \text{ d})$$

$$F_{v.Rk3} := 2.3 \cdot \sqrt{M_{y.Rk} \cdot f_{h.k} \cdot d} = 4.806 \cdot 10^3 \quad (10.10 \text{ e})$$

$$F_{v.Rk} := \min(F_{v.Rk1}, F_{v.Rk2}, F_{v.Rk3})$$

$$F_{v.Rk} := F_{v.Rk3}$$

$$F_{v.Rk} = 4.806 \cdot 10^3$$



### Taueffekt etter 10.2.2(2):

For enkeltsnittede forbindere settes den karakteristiske uttrekkskapasiteten  $F_{ax,Rk}$  som den minste av  $F_{ax}$ ,  $R_k$  og  $F_{v,Rk} \cdot 100\%$  (for skruer)

$$F_{v,Rk} = 4.806 \cdot 10^3 \quad F_{ax,\varepsilon,Rk} := 6.397 \cdot 10^3 \quad F_{ax,Rk} := F_{ax,\varepsilon,Rk}$$

$$\Delta F_{vk} := \min\left(F_{v,Rk}, \frac{F_{ax,Rk}}{4}\right) \quad \frac{F_{ax,Rk}}{4} = 1.599 \cdot 10^3$$

Taueffekt blir da:

$$\Delta F_{vk} := \frac{F_{ax,Rk}}{4} = 1.599 \cdot 10^3$$

$$F_{v,Rkc} := F_{v,Rk1} = 1.89 \cdot 10^4 \quad (10.10 \text{ c})$$

$$F_{v,Rkd} := F_{v,Rk2} + \Delta F_{vk} = 9.754 \cdot 10^3 \quad (10.10 \text{ d})$$

$$F_{v,Rke} := F_{v,Rk3} + \Delta F_{vk} = 6.406 \cdot 10^3 \quad (10.10 \text{ e})$$

$$F_{v,Rk} := \min(F_{v,Rkc}, F_{v,Rkd}, F_{v,Rke})$$

$$F_{v,Rk} := F_{v,Rke}$$

Tverrkapasiteten til en enkelt skrue:

$$F_{v,Rk} = 6.406 \cdot 10^3 \quad N$$

### E.5-3 Belastning horisontal stålplate

ORIGIN := 1

Valgte avstander i stålplaten: [mm]

$$p_1 := 30$$

$$p_2 := 30$$

$$n := 14$$

$$e_1 := 50$$

$$e_2 := 50$$

$$d_0 := 11$$

$$s := 15$$

$$b := 220$$

$$h := 160$$

**Moment My:**

Moment My fra skall 12 kant 32-33 med lengde 3.5m  $M_y := 11.49 \text{ kNm}$

$$M_y := 3.28 \cdot 10^6 \frac{\text{Nmm}}{\text{mm}}$$

$$I_p := \left( \left( \frac{p_2}{2} \right)^2 \cdot 2 \right) + \left( (p_2)^2 \cdot 4 \right) + \left( \left( \frac{3 p_2}{2} \right)^2 \cdot 2 \right) + \left( (2 \cdot p_2)^2 \cdot 4 \right) + \left( (p_1)^2 \cdot 10 \right) = 3.15 \cdot 10^4$$

$$FM := \frac{M_y}{I_p} \cdot p_1 = 3.124 \cdot 10^3$$

$$N_{\text{enkelt.skrue}} := FM = 3.124 \cdot 10^3 \quad \text{N}$$

$$N_{\text{vertikal.plate}} := FM \cdot n = 4.373 \cdot 10^4 \quad \text{N}$$

**Normalkraft Nx og Ny som gir skjærbelastning:**

Normalkraft Nx fra skall 12 kant 33-35 med lengde 2.288m  $N_x := 18.58 \text{ kN}$

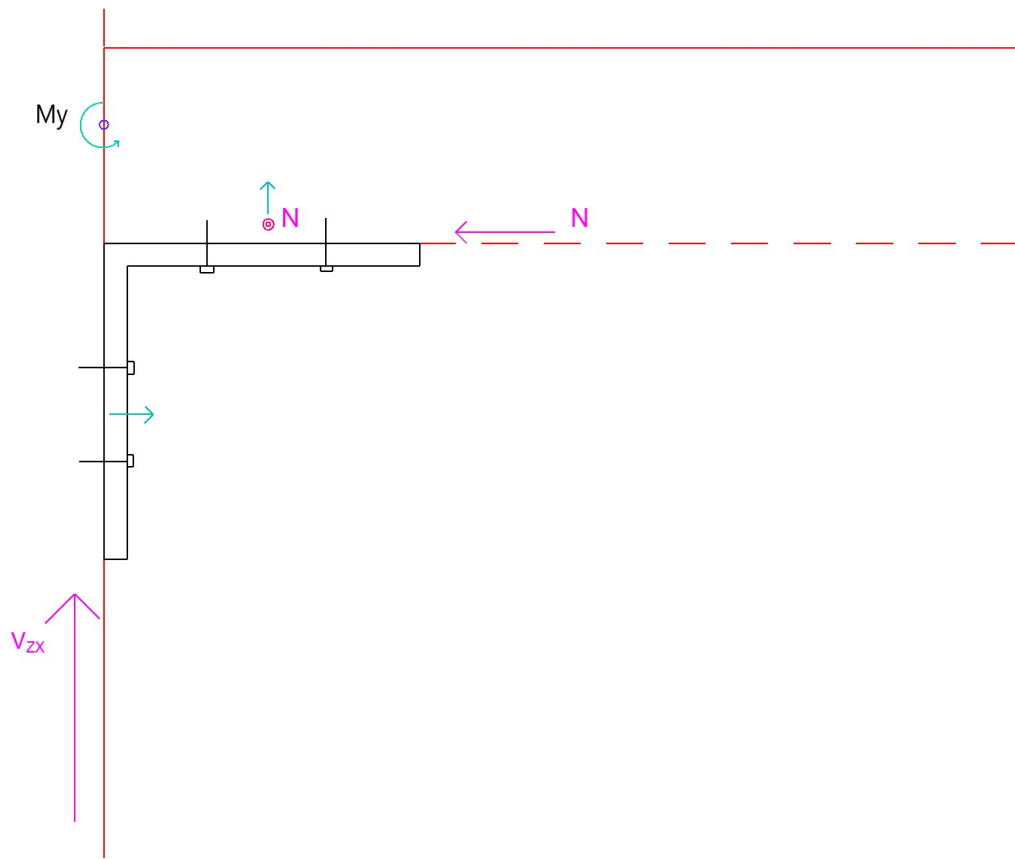
Normalkraft Ny fra skall 6 kant 32-33 med lengde 3.5m  $N_y := 28.48 \text{ kN}$

$$N_x := 8.14 \cdot 10^3 \frac{\text{N}}{\text{m}} \quad N_y := 8.14 \cdot 10^3 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

$$V_{\text{horisontal.plate}} := \sqrt{N_x^2 + N_y^2} = 1.151 \cdot 10^4 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

$$V_{\text{enkelt.skrue}} := \frac{V_{\text{horisontal.plate}}}{14} = 822.264 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

Figur under viser skisse over lastsituasjon for forbindelsen.



## E.5-4 Belastning vertikal stålplate

ORIGIN := 1

Valgte avstander i stålplaten: [mm]

$$p_1 := 30$$

$$p_2 := 30$$

$$n := 14$$

$$e_1 := 50$$

$$e_2 := 50$$

$$d_0 := 11$$

$$s := 15$$

$$b := 220$$

$$h := 160$$

**Moment  $M_y$ :**

Moment  $M_y$  fra skall 12 kant 32-33 med lengde 3.5m  $M_y := 11.49 \text{ kNm}$

$$M_y := 3.28 \cdot 10^6 \frac{\text{Nmm}}{\text{mm}}$$

$$I_p := \left( \left( \frac{p_2}{2} \right)^2 \cdot 2 \right) + \left( (p_2)^2 \cdot 4 \right) + \left( \left( \frac{3 p_2}{2} \right)^2 \cdot 2 \right) + \left( (2 \cdot p_2)^2 \cdot 4 \right) + \left( (p_1)^2 \cdot 10 \right) = 3.15 \cdot 10^4$$

$$FM := \frac{M_y}{I_p} \cdot p_1 = 3.124 \cdot 10^3$$

$$N_{\text{enkelt.skrue}} := FM = 3.124 \cdot 10^3 \quad \text{N}$$

$$N_{\text{vertikal.plate}} := FM \cdot n = 4.373 \cdot 10^4 \quad \text{N}$$

**Skjærkraft  $V_{zx}$ :**

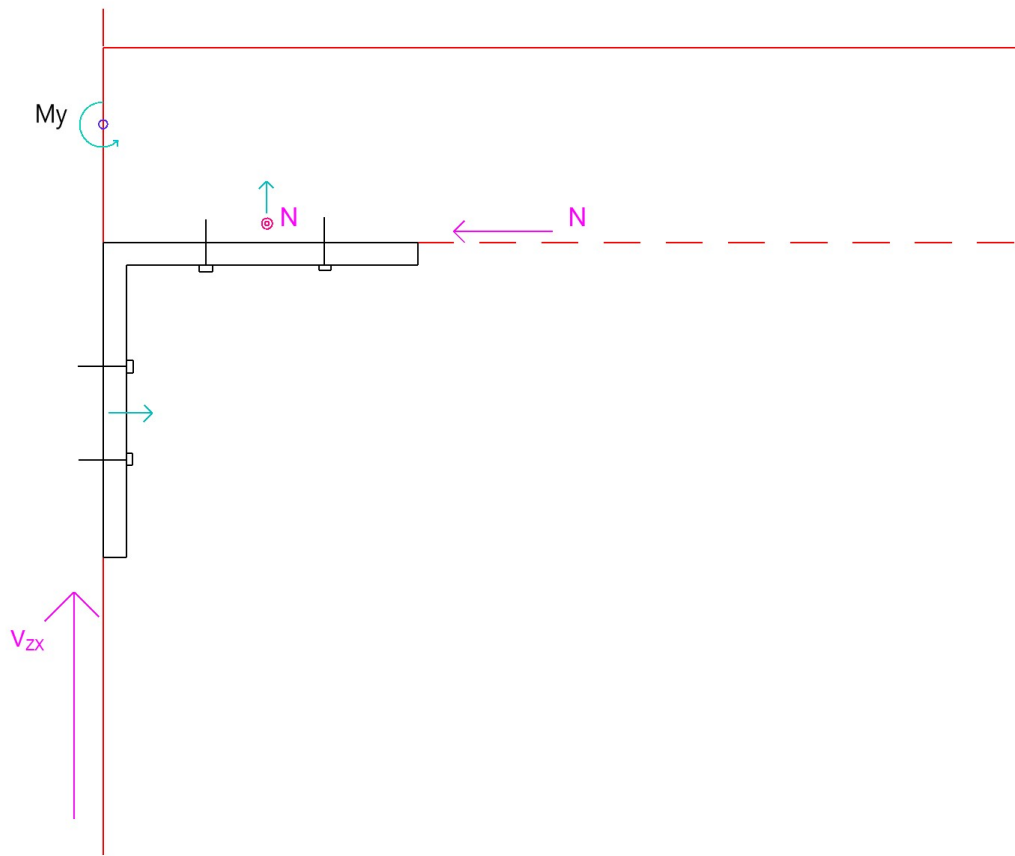
Skjærkraft  $V_{zx}$  fra skall 6 kant 20-21 med lengde 1.17m  $V_{zx} := 32.79 \text{ kN}$

$$V_{zx} := 28.03 \cdot 10^3 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

$$V_{\text{enkelt.skrue}} := \frac{V_{zx}}{n} = 2.002 \cdot 10^3 \quad \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

$$V_{\text{vertikal.plate}} := V_{zx} = 2.803 \cdot 10^4 \quad \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

Figur under viser skisse over lastsituasjonen for forbindelsen.



## E.5-5 Kapasitet til plateforbindelsen - horisontal

ORIGIN := 1

$$k_{mod} := 0.9$$

$$\gamma_M := 1.25 \quad \text{prEN 1995-1-1 Tabell 4.3a}$$

$$k_{def} := 1$$

### Kapasitet til skruer i horisontal plate:

#### Aksialkapasitet per skrue:

$$F_{ax.Rk.h} := 6.397 \cdot 10^3 \quad N$$

$$F_{ax.Rd.h} := k_{mod} \cdot \frac{F_{ax.Rk.h}}{\gamma_M} = 4.606 \cdot 10^3 \quad N \quad (4.14 b)$$

#### Skjærkapasitet per skrue:

$$F_{v.Rk.h} := 6.406 \cdot 10^3 \quad N$$

$$F_{v.Rd.h} := k_{mod} \cdot \frac{F_{v.Rk.h}}{\gamma_M} = 4.612 \cdot 10^3 \quad N \quad (4.14 b)$$

### Belastning til skruer i horisontal plate:

#### Aksialbelastning per skrue: Fra belastning horisontal plate

$$N_{enkelt.skrue} := 3.124 \cdot 10^3 \quad N$$

$$F_{ax.Ed.h} := N_{enkelt.skrue} = 3.124 \cdot 10^3 \quad N$$

#### Skjærbelastning per skrue: Fra belastning horisontal plate

$$V_{enkelt.skrue} := 822.264 \quad N$$

$$F_{v.Ed.h} := V_{enkelt.skrue} = 822.264 \quad N$$

### Kontroll Aksial:

$$F_{ax.Rd} \geq F_{ax.Ed}$$

$$F_{ax.Rd.h} = 4.606 \cdot 10^3 > F_{ax.Ed.h} = 3.124 \cdot 10^3$$

$$R_{ax.Rd.Rothoblaas} := 6.912 \cdot 10^3 \quad \text{Fra HBS Plate Rothoblaas}$$

### Kontroll Skjær:

$$F_{v.Rd} \geq F_{v.Ed}$$

$$F_{v.Rd.h} = 4.612 \cdot 10^3 > F_{v.Ed.h} = 822.264$$

$$R_{v.Rd.Rothoblaas} := 4.457 \cdot 10^3 \quad \text{Fra HBS Plate Rothoblaas}$$

### 10.7.3(1) Kombinert tverrbelastede og aksialt belastede skrueforbindelser:

For skrueforbindelser som utsettes for en kombinasjon av aksial last og tverrlast, må betingelsen i uttrykk (10.28) oppfylles.

$$\left( \frac{F_{ax.Ed}}{F_{ax.Rd}} \right)^2 + \left( \frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}} \right)^2 \leq 1 \quad (10.28)$$

$$\left( \frac{F_{ax.Ed.h}}{F_{ax.Rd.h}} \right)^2 + \left( \frac{F_{v.Ed.h}}{F_{v.Rd.h}} \right)^2 = 0.492 \quad OK$$

## E.5-6 Kapasitet til plateforbindelsen - vertikal

ORIGIN := 1

$$k_{mod} := 0.9$$

$$\gamma_M := 1.25 \quad \text{prEN 1995-1-1 Tabell 4.3a}$$

$$k_{def} := 1$$

### Kapasitet til skruer i vertikal plate:

#### Aksialkapasitet per skrue:

$$F_{ax.Rk.v} := 6.397 \cdot 10^3 \quad N$$

$$F_{ax.Rd.v} := k_{mod} \cdot \frac{F_{ax.Rk.v}}{\gamma_M} = 4.606 \cdot 10^3 \quad N \quad (4.14 b)$$

#### Skjærkapasitet per skrue:

$$F_{v.Rk.v} := 6.406 \cdot 10^3 \quad N$$

$$F_{v.Rd.v} := k_{mod} \cdot \frac{F_{v.Rk.v}}{\gamma_M} = 4.612 \cdot 10^3 \quad N \quad (4.14 b)$$

### Belastning til skruer i vertikal plate:

#### Aksialbelastning per skrue: Fra belastning vertikal plate

$$N_{enkelt.skrue} := 3.124 \cdot 10^3 \quad N$$

$$F_{ax.Ed.v} := N_{enkelt.skrue} = 3.124 \cdot 10^3 \quad N$$

#### Skjærbelastning per skrue: Fra belastning vertikal plate

$$V_{enkelt.skrue} := 2.002 \cdot 10^3 \quad N$$

$$F_{v.Ed.v} := V_{enkelt.skrue} = 2.002 \cdot 10^3 \quad N$$



**Kontroll Aksial:**

$$F_{ax.Rd} \geq F_{ax.Ed}$$

$$F_{ax.Rd.v} = 4.606 \cdot 10^3 > F_{ax.Ed.v} = 3.124 \cdot 10^3$$

$$R_{ax.Rd.Rothblaas} := 6.912 \cdot 10^3$$

**Kontroll Skjær:**

$$F_{v.Rd} \geq F_{v.Ed}$$

$$F_{v.Rd.v} = 4.612 \cdot 10^3 > F_{v.Ed.v} = 2.002 \cdot 10^3$$

$$R_{v.Rd.Rothblaas} := 4.457 \cdot 10^3$$

**10.7.3(1) Kombinert tverrbelastede og aksialt belastede skrueforbindelser:**

For skrueforbindelser som utsettes for en kombinasjon av aksial last og tverrlast, må betingelsen i uttrykk (10.28) oppfylles.

$$\left( \frac{F_{ax.Ed}}{F_{ax.Rd}} \right)^2 + \left( \frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}} \right)^2 \leq 1 \quad (10.28)$$

$$\left( \frac{F_{ax.Ed.v}}{F_{ax.Rd.v}} \right)^2 + \left( \frac{F_{v.Ed.v}}{F_{v.Rd.v}} \right)^2 = 0.648$$

## E.5-7 Kontroll av bruddformer stålplate - horisontal

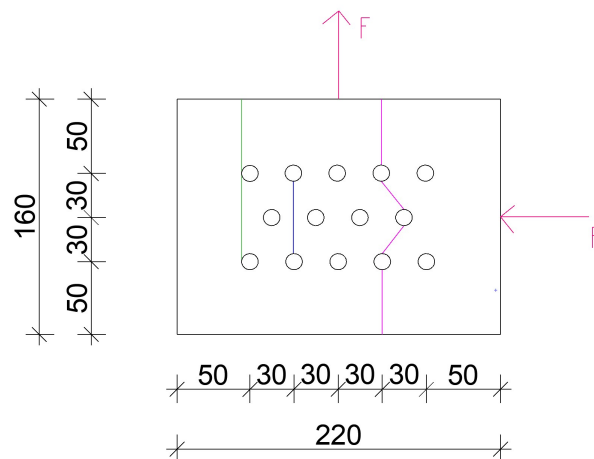
ORIGIN := 1

### Kontroll av grunnmaterialet:

Fasthetsklasse skruer: HBS Plate	10.9	
$f_{u,b}$ [N/mm <sup>2</sup> ]:	$f_{u,b} := 1000$	
$f_{y,b}$ [N/mm <sup>2</sup> ]:	$f_{y,b} := 900$	
Partialfaktor:	$\gamma_{M2} := 1.25$	NS-EN 1993-1-8
	$\gamma_{M0} := 1.05$	
Diameter ugjenget del skrue [mm]:	$d_s := 5.8$	
Ytre gjengediameter [mm]:	$d := 8$	
Innvendig gjengediameter [mm]:	$d_1 := 5.4$	
Grunnmaterialets bruddfasthet, S355 [N/mm <sup>2</sup> ]:	$f_u := 510$	
Grunnmaterialets flytegrense [N/mm <sup>2</sup> ]:	$f_y := 355$	
Tykkelsen til stålplaten [mm]:	$t := 8$	
Hulldiameter [mm]:	$d_0 := 11$	
Antall skruer:	$n := 14$	

### Valgte avstander i stålplaten:

$p_1 := 30$	$p_2 := 30$	$b := 220$
$e_1 := 50$	$e_2 := 50$	$h := 160$
$s := 15$		



**Tabell 3.4 - Dimensjonerende kapasitet for individuelle festemidler påkjent av avskjæring og/eller strekk:**

**Avskjæringskapasitet per snitt:**

$A := 26.56$  Interpolert areal fra tilsvarende M-klasse skruer

$\alpha_v := 0.5$

$$F_{v.Rd} := \frac{\alpha_v \cdot f_{u.b} \cdot A}{\gamma_{M2}} = 1.062 \cdot 10^4 \quad (\text{Tabell 3.4 NS-EN 1993-1-8})$$

Total avskjæringskapasitet:

$$F_{v.Rd} := F_{v.Rd} \cdot n = 1.487 \cdot 10^5$$

Denne avskjæringskapasiteten er regnet ut i fra M-klasse skruer, og er derfor ikke representativ for videre beregning. Bytter derfor ut verdien  $F_{v.Rd}$  med skjærkapasitet beregnet med prEN 1995-1-1.

$$F_{v.Rd} := \frac{6.406 \cdot 10^3}{\gamma_{M2}} \cdot n = 7.175 \cdot 10^4$$

Kmod utelates her da det ses på kapasiteten til skruen mot stålplaten og ikke mot trevirket.

**Kapasitet for hullkanttrykk: Tabell 3.4 NS-EN 1993-1-8**

$$k_1 := \min \left( 2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 1.4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1.7, 2.5 \right) \quad k_{1.1} := 2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7 = 11.027$$

$$k_{1.2} := 1.4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1.7 = 2.118 \quad k_{1.3} := 2.5$$

$$k_1 := k_{1.2} = 2.118 \quad \alpha_{d.1} := \frac{e_1}{3 \cdot d_0} = 1.515$$

$$\alpha_{b.2} := \frac{f_{u.b}}{f_u} = 1.961 \quad \alpha_{d.2} := \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4} = 0.659$$

$$\alpha_b := \min \left( \alpha_d, \frac{f_{u.b}}{f_u}, 1 \right) \quad \alpha_d := \alpha_{d.2}$$

$$\alpha_b := \alpha_{d.2} = 0.659 \quad \alpha_{b.3} := 1.0$$

$$F_{b.Rd} := \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d_s \cdot t}{\gamma_{M2}} = 2.643 \cdot 10^4 \quad (\text{Tabell 3.4 NS-EN 1993-1-8})$$

Totalt hullkanttrykkapasitet:

$$F_{b.Rd} := F_{b.Rd} \cdot n = 3.7 \cdot 10^5$$

**Strekkapasitet:** Tabell 3.4 NS-EN 1993-1-8

$$A_s := 16.56 \quad \text{Interpolert areal fra tilsvarende M-klasse skruer}$$

$$k_2 := 0.9$$

$$F_{t.Rd} := \frac{k_2 \cdot f_{u.b} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 1.192 \cdot 10^4 \quad (\text{Tabell 3.4 NS-EN 1993-1-8})$$

Total strekkapasitet:

$$F_{t.Rd} := F_{t.Rd} \cdot n = 1.669 \cdot 10^5$$

Denne strekkapasiteten er regnet ut i fra M-klasse skruer, og er derfor ikke representativ for videre beregning. Bytter derfor ut verdien Ft.Rk med R.tens.k fra Rothoblaas, tabell på nederste ark

$$F_{t.Rd} := \frac{2.010 \cdot 10^4}{\gamma_{M2}} \cdot n = 2.251 \cdot 10^5$$

Kmod utelates her da det ses på kapasiteten til skruen mot stålplaten og ikke mot trevirket.

**Kontroll utrivning av grunnmaterialet:**

**Blokkutrivning:** 3.10.2 NS-EN 1993-1-8

$$A_{nt} := ((2 \cdot p_1) - d_0) \cdot t = 392$$

$$A_{nv} := ((p_1 + p_1 + e_1) - (1.5 \cdot d_0)) \cdot t = 748$$

Ant og Anv velges konservativt med tanke på at plate angripes med krefter på begge sider. Ant er blå strek og Anv er grønn strek i figur ovenfor.

Total kapasitet mot blokkutrivning:

$$V_{eff.1.Rd} := \frac{f_u \cdot A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \left( \frac{1}{\sqrt{3}} \right) \cdot \frac{f_y \cdot A_{nv}}{\gamma_{M0}} = 3.059 \cdot 10^5 \quad (3.9)$$

**Strekk:**

**Brudd i bruttotverrsnitt: 10.5.1 i Dimensjonering av stålkonstruksjoner av PKL**

$$A := h \cdot t = 1.28 \cdot 10^3$$

$$N_{pl.Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 4.328 \cdot 10^5 \quad (10.10)$$

**Brudd i nettotverrsnitt: 10.5.1 i Dimensjonering av stålkonstruksjoner av PKL**

$$A_{net} := ((e_1 + s + s + e_1) - (3 \cdot d_0)) \cdot t = 776$$

$$N_{u.Rd} := \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = 2.849 \cdot 10^5 \quad (10.10)$$

$$N_{pl.Rd} > N_{u.Rd}$$

Forbindelsen tilfredsstillter ikke kravet til duktilitet. Men avskjæringskapasitet er fortsatt dimensjonerende.

**Kontroll av strekk i grunnmaterialet:** Som følge av total strekkraft i to retninger på platen.

$$N_{t.Rd} := \min(N_{pl.Rd}, N_{u.Rd})$$

$$N_{t.Rd} := N_{u.Rd} = 2.849 \cdot 10^5$$

$$N_{horizontal.plate} := 1.628 \cdot 10^4$$

Total aksialkraft summert fra belastning horizontal plate,  $N_x + N_y$

$$N_{Ed} := N_{horizontal.plate}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t.Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t.Rd}} = 0.057$$

OK

**Kontroll kombinert avskjæring og strekk:**

$$F_{v.Ed} := N_{horizontal.plate} = 1.628 \cdot 10^4$$

$$F_{t.Ed} := 4.373 \cdot 10^4$$

$$\frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}} + \frac{F_{t.Ed}}{1.4 \cdot F_{t.Rd}} \leq 1.0 \quad (\text{Tabell 3.4 NS-EN 1993-1-8})$$

$$\frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}} + \frac{F_{t.Ed}}{1.4 \cdot F_{t.Rd}} = 0.366 \quad OK$$

**Kontroll hullkanttrykk:** For alle skruehull

$$\frac{F_{v.Ed}}{F_{b.Rd}} \leq 1.0 \quad (\text{Tabell 3.2 NS-EN 1993-1-8})$$

$$\frac{F_{v.Ed}}{F_{b.Rd}} = 0.044 \quad OK$$

**Kontroll avskjæring:** For alle skruer

$$\frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}} \leq 1.0 \quad (\text{Tabell 3.2 NS-EN 1993-1-8})$$

$$\frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}} = 0.227 \quad OK$$

**Kontroll blokkutrivning:** Som følge av total aksialkraft i to retninger på platen.

$$\frac{N_{Ed}}{V_{eff.1.Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{N_{Ed}}{V_{eff.1.Rd}} = 0.053 \quad OK$$

# Kapasitetstabell fra teknisk datablad HBS Plate Rothblaas

geometry			SHEAR		TENSION		
			thin steel-to-timber plate (1)	thick steel-to-timber plate (2)	thread withdrawal(3)	steel tension	
d <sub>1</sub> [mm]	L [mm]	b [mm]	R <sub>V,k</sub> [kN]	R <sub>V,k</sub> [kN]	R <sub>ax,k</sub> [kN]	R <sub>tens,k</sub> [kN]	
8	80	55	S <sub>PLATE</sub> = 4,0 mm	4,07	S <sub>PLATE</sub> = 8,0 mm	5,56	20,10
	100	75		4,58		5,69	
	120	95		5,08		6,19	
	140	110		5,36		6,57	
	160	130		5,36		7,08	
10	100	75	S <sub>PLATE</sub> = 5,0 mm	6,01	S <sub>PLATE</sub> = 10,0 mm	9,47	31,40
	120	95		6,87		8,47	
	140	110		7,34		8,95	
	160	130		7,74		9,58	
	180	150		7,74		10,21	
12	120	90	S <sub>PLATE</sub> = 6,0 mm	8,19	S <sub>PLATE</sub> = 12,0 mm	13,64	33,90
	140	110		8,94		10,92	
	160	120		9,32		11,30	
	180	140		9,55		12,06	
	200	160		9,55		12,82	

## E.5-8 Kontroll av bruddformer stålplate - vertikal

ORIGIN := 1

### Kontroll av grunnmaterialet:

Fasthetsklasse skruer: HBS Plate

10.9

$f_{u,b}$  [N/mm<sup>2</sup>):

$f_{u,b} := 1000$

$f_{y,b}$  [N/mm<sup>2</sup>):

$f_{y,b} := 900$

Partialfaktor:

$\gamma_{M2} := 1.25$

NS-EN 1993-1-8

$\gamma_{M0} := 1.05$

Diameter ugjenget del skrue [mm]:

$d_s := 5.8$

Ytre gjengediameter [mm]:

$d := 8$

Innvendig gjengediameter [mm]:

$d_1 := 5.4$

Grunnmaterialets bruddfasthet, S355 [N/mm<sup>2</sup>):

$f_u := 510$

Grunnmaterialets flytegrense [N/mm<sup>2</sup>):

$f_y := 355$

Tykkelsen til stålplaten [mm]:

$t := 8$

Hulldiameter [mm]:

$d_0 := 11$

Antall skruer:

$n := 14$

### Valgte avstander i stålplaten:

$p_1 := 30$

$p_2 := 30$

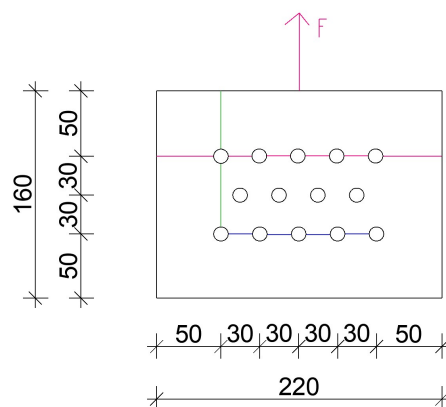
$b := 220$

$e_1 := 50$

$e_2 := 50$

$h := 160$

$s := 15$





**Tabell 3.4 - Dimensjonerende kapasitet for individuelle festemidler påkjent av avskjæring og/eller strekk:**

**Avskjæringskapasitet per snitt:**

$A := 26.56$  Interpolert areal fra tilsvarende M-klasse skruer

$$\alpha_v := 0.5$$

$$F_{v.Rd} := \frac{\alpha_v \cdot f_{u.b} \cdot A}{\gamma_{M2}} = 1.062 \cdot 10^4 \quad (\text{Tabell 3.4 NS-EN 1993-1-8})$$

Total avskjæringskapasitet:

$$F_{v.Rd} := F_{v.Rd} \cdot n = 1.487 \cdot 10^5$$

Denne avskjæringskapasiteten er regnet ut i fra M-klasse skruer, og er derfor ikke representativ for videre beregning. Bytter derfor ut verdien  $F_{v.Rd}$  med skjærkapasitet beregnet med prEN 1995-1-1.

$$F_{v.Rd} := \frac{6.406 \cdot 10^3}{\gamma_{M2}} \cdot n = 7.175 \cdot 10^4$$

Kmod utelates her da det ses på kapasiteten til skruen mot stålplaten og ikke mot trevirket.

**Kapasitet for hullkanttrykk: Tabell 3.4 NS-EN 1993-1-8**

$$k_1 := \min \left( 2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 1.4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1.7, 2.5 \right) \quad k_{1.1} := 2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7 = 11.027$$

$$k_{1.2} := 1.4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1.7 = 2.118 \quad k_{1.3} := 2.5$$

$$k_1 := k_{1.2} = 2.118 \quad \alpha_{d.1} := \frac{e_1}{3 \cdot d_0} = 1.515$$

$$\alpha_{b.2} := \frac{f_{u.b}}{f_u} = 1.961 \quad \alpha_{d.2} := \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4} = 0.659$$

$$\alpha_b := \min \left( \alpha_d, \frac{f_{u.b}}{f_u}, 1 \right) \quad \alpha_d := \alpha_{d.2}$$

$$\alpha_b := \alpha_{d.2} = 0.659 \quad \alpha_{b.3} := 1.0$$

$$F_{b.Rd} := \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d_s \cdot t}{\gamma_{M2}} = 2.643 \cdot 10^4 \quad (\text{Tabell 3.4 NS-EN 1993-1-8})$$

Totalt hullkanttrykkapasitet:

$$F_{b.Rd} := F_{b.Rd} \cdot n = 3.7 \cdot 10^5$$

### Strekkapasitet:

$$A_s := 16.56 \quad \text{Interpolert areal fra tilsvarende M-klasse skruer}$$

$$k_2 := 0.9$$

$$F_{t.Rd} := \frac{k_2 \cdot f_{u.b} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 1.192 \cdot 10^4 \quad (\text{Tabell 3.4 NS-EN 1993-1-8})$$

Total strekkapasitet:

$$F_{t.Rd} := F_{t.Rd} \cdot n = 1.669 \cdot 10^5$$

Denne strekkapasiteten er regnet ut i fra M-klasse skruer, og er derfor ikke representativ for videre beregning. Bytter derfor ut verdien Ft.Rk med R.tens.k fra Rothoblaas.

$$F_{t.Rd} := \frac{2.010 \cdot 10^4}{\gamma_{M2}} \cdot n = 2.251 \cdot 10^5$$

Kmod utelates her da det ses på kapasiteten til skruen mot stålplaten og ikke mot trevirket.

### Kontroll utrivning av grunnmaterialet:

**Blokkutrivning:** 3.10.2 NS-EN 1993-1-8

$$A_{nt} := ((p_2 \cdot 4) - (4 \cdot d_0)) \cdot t = 608$$

Ant er blå strek i figur og Anv er grønn strek i figur ovenfor.

$$A_{nv} := ((p_1 + p_1 + e_1) - (1.5 \cdot d_0)) \cdot 2 \cdot t = 1.496 \cdot 10^3$$

Total kapasitet mot blokkutrivning:

$$V_{eff.1.Rd} := \frac{f_u \cdot A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \left( \frac{1}{\sqrt{3}} \right) \cdot \frac{f_y \cdot A_{nv}}{\gamma_{M0}} = 5.401 \cdot 10^5 \quad (3.9)$$

**Strekk:**

**Brudd i bruttotverrsnitt: 10.5.1 i Dimensjonering av stålkonstruksjoner av PKL**

$$A := b \cdot t = 1.76 \cdot 10^3$$

$$N_{pl.Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 5.95 \cdot 10^5 \quad (10.10)$$

**Brudd i nettotverrsnitt: 10.5.1 i Dimensjonering av stålkonstruksjoner av PKL**

$$A_{net} := (b - (5 \cdot d_0)) \cdot t = 1.32 \cdot 10^3$$

$$N_{u.Rd} := \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = 4.847 \cdot 10^5 \quad (10.10)$$

$$N_{pl.Rd} > N_{u.Rd}$$

Forbindelsen tilfredsstillter ikke kravet til duktilitet. Men avskjæringskapasitet er fortsatt dimensjonerende.

**Kontroll av strekk i grunnmaterialet:** Som følge av total summert skjærkraft i vinkelrett på platens plan

$$N_{t.Rd} := \min(N_{pl.Rd}, N_{u.Rd})$$

$$N_{t.Rd} := N_{u.Rd} = 4.847 \cdot 10^5$$

$$V_{zx} := 28.03 \cdot 10^3$$

Total  $V_{zx}$  fra belastning vertikal plate

$$N_{Ed} := V_{zx}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t.Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t.Rd}} = 0.058$$

OK

**Kontroll kombinert avskjæring og strekk:**

$$F_{v.Ed} := V_{zx} = 2.803 \cdot 10^4$$

$$F_{t.Ed} := 4.373 \cdot 10^4$$

$$\frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}} + \frac{F_{t.Ed}}{1.4 \cdot F_{t.Rd}} \leq 1.0 \quad (\text{Tabell 3.4 NS-EN 1993-1-8})$$

$$\frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}} + \frac{F_{t.Ed}}{1.4 \cdot F_{t.Rd}} = 0.529 \quad OK$$

**Kontroll hullkanttrykk:** For alle skruehull

$$\frac{F_{v.Ed}}{F_{b.Rd}} \leq 1.0 \quad (\text{Tabell 3.2 NS-EN 1993-1-8})$$

$$\frac{F_{v.Ed}}{F_{b.Rd}} = 0.076 \quad OK$$

**Kontroll avskjæring:** For alle skruer

$$\frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}} \leq 1.0 \quad (\text{Tabell 3.2 NS-EN 1993-1-8})$$

$$\frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}} = 0.391 \quad OK$$

**Kontroll blokkutrivning:** Som følge av total summert skjærkraft i vinkelrett på platens plan

$$\frac{N_{Ed}}{V_{eff.1.Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{N_{Ed}}{V_{eff.1.Rd}} = 0.052 \quad OK$$

# Kapasitetstabell fra teknisk datablad HBS Plate Rothoblaas

geometry			SHEAR		TENSION		
			thin steel-to-timber plate (1)	thick steel-to-timber plate (2)	thread withdrawal(3)	steel tension	
d <sub>1</sub> [mm]	L [mm]	b [mm]	R <sub>V,k</sub> [kN]	R <sub>V,k</sub> [kN]	R <sub>ax,k</sub> [kN]	R <sub>tens,k</sub> [kN]	
8	80	55	S <sub>PLATE</sub> = 4,0 mm	4,07	S <sub>PLATE</sub> = 8,0 mm	5,56	20,10
	100	75		4,58		5,69	
	120	95		5,08		6,19	
	140	110		5,36		6,57	
	160	130		5,36		7,08	
10	100	75	S <sub>PLATE</sub> = 5,0 mm	6,01	S <sub>PLATE</sub> = 10,0 mm	9,47	31,40
	120	95		6,87		8,47	
	140	110		7,34		8,95	
	160	130		7,74		9,58	
	180	150		7,74		10,21	
12	120	90	S <sub>PLATE</sub> = 6,0 mm	8,19	S <sub>PLATE</sub> = 12,0 mm	13,64	33,90
	140	110		8,94		10,92	
	160	120		9,32		11,30	
	180	140		9,55		12,06	
	200	160		9,55		12,82	

## E.6: Dimensjonering forbindelse vegg - vegg breddekant

ORIGIN := 1

### Kontroll av trykk-krefter mellom platene i global z-retning:

$$\gamma_M := 1.25$$

prEN 1995-1-1 Tabell 4.3a

$$k_{mod} := 0.9$$

$$f_{c.k.x} := 18.4 \frac{N}{mm^2}$$

Fra Tabell 3 Sintef Teknisk Godkjenning for Splitkon krysslimt tre

$$h_x := 220 \text{ mm}$$

Redusert tverrsnittsbredde, summerte vertikale lameller i platens lengderetning

$$b_x := 3500 \text{ mm}$$

Skallkantens lengde

$$N_x := 1578.31 \cdot 10^3 \text{ N}$$

Summert trykkraft fra skall 7 kant 17-18

### Krav fra The CLT Handbook:

$$\sigma_{c.x.d} \leq f_{c.0.xlay.d}$$

(3.45)

$$A_{x.net} := h_x \cdot b_x = 7.7 \cdot 10^5$$

Tabell 3.9

$$f_{c.0.xlay.k} := f_{c.k.x} = 18.4 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{c.x.d} := \frac{N_x}{A_{x.net}} = 2.05 \frac{N}{mm^2}$$

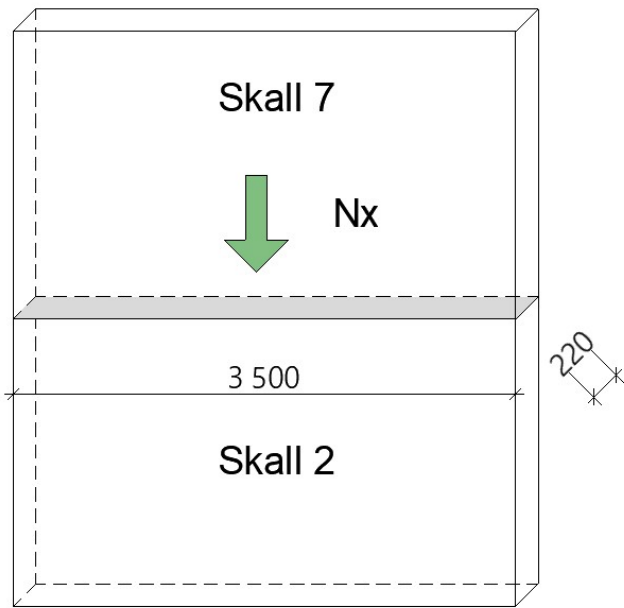
$$f_{c.0.xlay.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{c.0.xlay.k}}{\gamma_M} = 13.248$$

$$\frac{\sigma_{c.x.d}}{f_{c.0.xlay.d}} \leq 1.0$$

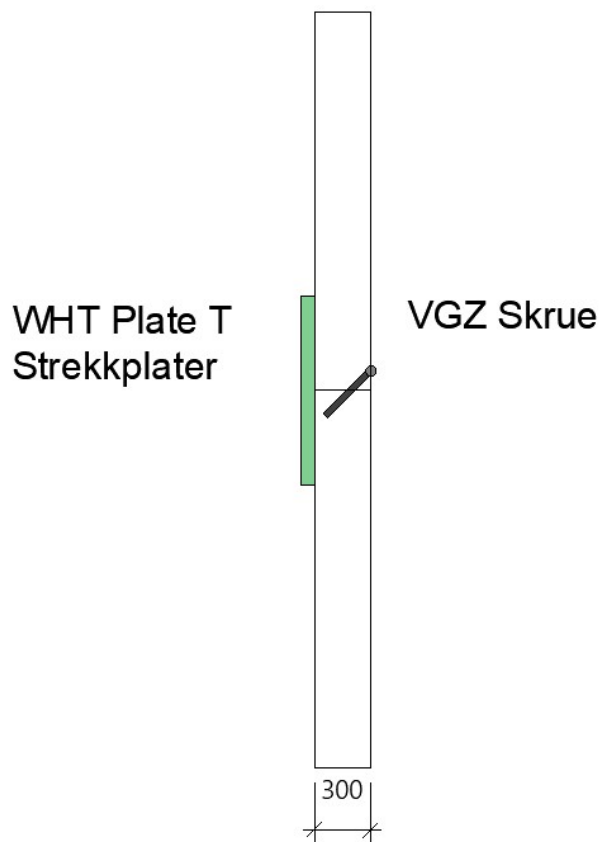
$$\frac{\sigma_{c.x.d}}{f_{c.0.xlay.d}} = 0.155$$

OK

Kontaktflaten mellom platene tar opp trykket som oppstår i skallkanten og fibre ne knuses ikke.



Benytter en forbindelse mellom breddekanten til veggplatene slik som vist på bildet under. Beregninger for Rothoblaas VGZ Skruer gjøres ikke i denne oppgaven. Følgende regneark tar for seg strekkbelastning og kapasitet til utvendig strekkplate



## Kontroll av strekk-krefter mellom platene i global z-retning:

ORIGIN := 1

Benytter WHT PLATE T til å ta opp strekkraft. Festes med HBS Plate skruer.

### WHT PLATE T

Total høyde plate [mm]:  $H := 820$

Bredde plate [mm]:  $B := 145$

Antall hull i platen med kamstørrelse 11 mm [stk]:  $n_{v\varnothing 11} := 80$

Godstykkelse [mm]:  $s := 5$

### HBS Plate

Ytre gjengediameter skrue [mm]:  $d_1 := 8$

Lengde skrue [mm]:  $L := 100$

Antall skruer totalt [stk]:  $n_{skruer} := 80$

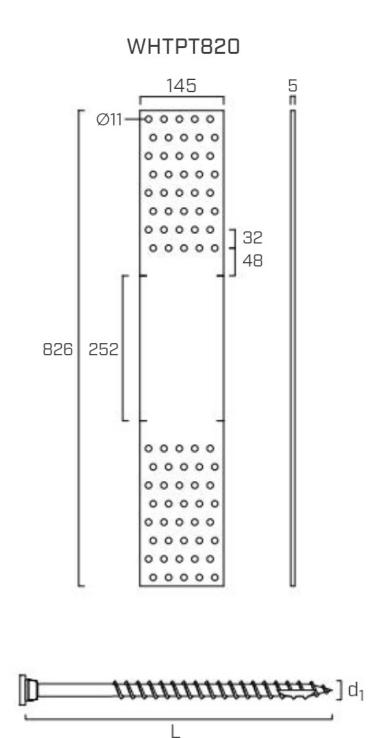
Kontroll av platen:  $k_{mod} := 0.9$

$\gamma_{M.steel} := 1.05$      $\gamma_{M.timber} := 1.25$

Kapasitet:

$R_{k.timber} := 176.1$      $kN$

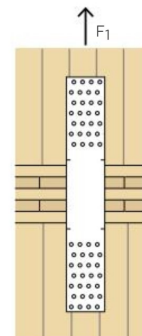
$R_{d.timber} := \frac{R_{k.timber} \cdot k_{mod}}{\gamma_{M.timber}} = 126.792$      $kN$



## ■ STATIC VALUES | TIMBER-TO-TIMBER TENSILE JOINT

WHT PLATE T

CODE	R <sub>1,k</sub> TIMBER			R <sub>1,k</sub> STEEL	
	holes fastening Ø11		R <sub>1,k timber</sub> [kN]	R <sub>1,k steel</sub>	
	HBS PLATE Ø x L [mm]	n <sub>v</sub> [pcs]		[kN]	Y <sub>steel</sub>
WHTPT600	Ø8,0 x 80	15 + 15	56,8	80,3	Y <sub>M2</sub>
	Ø8,0 x 100	15 + 15	62,1		
WHTPT720	Ø8,0 x 80	28 + 28	104,7	135,9	Y <sub>M2</sub>
	Ø8,0 x 100	28 + 28	115,8		
WHTPT820	Ø8,0 x 80	40 + 40	158,5	206,6	Y <sub>M2</sub>
	Ø8,0 x 100	40 + 40	176,1		





$$R_{k.steel} := 206.6$$

$$R_{d.steel} := \frac{R_{k.steel} \cdot k_{mod}}{\gamma_{M.steel}} = 177.086$$

### Belastning:

$N_x$  er summerte strekkrefter langs skallkant fordelt på bredden.  
Er oppgitt i kN per meter plate.

$$N := 1359.76 \text{ kN} \quad \text{Fra skall 10 kant 20-16}$$

$$N := 1218.29 \text{ kN} \quad \text{Fra skall 5 kant 20-16}$$

$$N_x := \frac{1359.76 + 1218.29}{2} = 1.289 \cdot 10^3 \text{ kN} \quad \text{Interpolerer kreftene for midlere strekkraft som virker summert langs skallkant}$$

$$N_x := \frac{N_x}{3.5} = 368.293 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Dividerer på 3.5m for å finne strekkraft per meter skallkant.}$$

### Antall nødvendige plater:

$$n_{plater} := \frac{N_x}{R_{d.timber}} = 2.905$$

$$n_{plater} := 3$$

Det er behov for 3 WHT PLATE T per meter plate.

### Kontroll av skruene:

$$\gamma_{M.steel.screw} := 1.25 \quad \text{prEN 1995-1-1 Tabell 4.3a}$$

Skjærkapasitet til en skrue:

$$R_{v.k} := 4.58 \cdot 10^3 \text{ N} \quad \text{Fra tabell "Static Values" HBS Plate Rothoblaas. For t=4mm tykk stålplate. Konservativt da brukt WHTPT820 har t=5mm. Se utklipp nedenfor.}$$

$$R_{v.d} := \frac{R_{v.k} \cdot k_{mod}}{\gamma_{M.steel.screw}} = 3.298 \cdot 10^3 \text{ N}$$

### Belastning:

$N_x$ -kraften fordeles på 3 plater som beregnet ovenfor. Det antas at skruene ikke belastes likt, og kontrollerer derfor om skruene på nedre del av platen tåler skjærbelastningen alene.  $N_x$ .skruer er kraften som hver enkelt skruer belastes med.

$$N_x = 368.293 \quad kN$$

$$N_{x.skruer} := \frac{N_x \cdot 1000}{n_{plater} \cdot \frac{n_{skruer}}{2}} = 3.069 \cdot 10^3 \quad N$$

Kontroll:

$$\frac{N_{x.skruer}}{R_{v,d}} \leq 1.0$$

$$\frac{N_{x.skruer}}{R_{v,d}} = 0.931 \quad OK$$

### ■ STATIC VALUES

CHARACTERISTIC VALUES  
EN 1995:2014

geometry			SHEAR		TENSION	
$d_1$ [mm]	L [mm]	b [mm]	thin steel-to-timber plate <sup>(1)</sup>	thick steel-to-timber plate <sup>(2)</sup>	thread withdrawal <sup>(3)</sup>	steel tension
			$R_{v,k}$ [kN]	$R_{v,k}$ [kN]	$R_{ax,k}$ [kN]	$R_{tens,k}$ [kN]
8	80	55	$S_{PLATE} = 4,0 \text{ mm}$	$S_{PLATE} = 8,0 \text{ mm}$	5,56	20,10
	100	75			5,69	
	120	95			6,19	
	140	110			6,57	
	160	130			7,08	
10	100	75	$S_{PLATE} = 5,0 \text{ mm}$	$S_{PLATE} = 10,0 \text{ mm}$	9,47	31,40
	120	95			8,47	
	140	110			7,34	
	160	130			7,74	
	180	150			7,74	
12	120	90	$S_{PLATE} = 6,0 \text{ mm}$	$S_{PLATE} = 12,0 \text{ mm}$	13,64	33,90
	140	110			10,92	
	160	120			11,30	
	180	140			9,55	
	200	160			12,82	

Nedenfor vises utførelse med utvendige strekkplater, WHTPT820 fra Rothoblaas. På 3,5m bredde trengs 11 stk plater.

