

# **Vedlegg 1**

---

## **Beregninger**



# Innholdsfortegnelse

Innholdsfortegnelse .....	i
Figurliste .....	ii
Tabelliste .....	iii
1. Laster .....	1
1.1. Vindlast .....	1
1.2. Snølast .....	7
1.3. Nyttelast.....	10
1.4. Egenlast.....	11
2. Dimensjonerende lasttilfelle .....	13
2.1. Grunnlag .....	13
2.2. Tak .....	14
2.3. Etasjeskiller.....	14
3. Lastvirkninger og kontroll .....	16
3.1. Grunnlag.....	16
3.2. Bruddgrense .....	19
3.3. Bruksgrense .....	23
Referanseliste .....	25

# Figurliste

Figur 1. Betraktet vindretning på Kvisgårdshjørnet. Illustrasjon: Skjermdump fra Focus Konstruksjon .....	4
Figur 2. Formfaktor for vertikale vegger (Standard Norge, 2009). ....	4
Figur 3. Soneinndeling for tak (Standard Norge, 2009).....	7
Figur 4. Formfaktor for snølast – Saltak (Standard Norge, 2018). ....	8
Figur 5. Tabell NA.A1(901) i NS-EN 1990, pålitelighetsklasser (Standard Norge, 2016). ...	9
Figur 6. Oppbygging av massivtretak (SINTEF Byggforsk, 2013). ....	12
Figur 7. Mulig oppbygging av yttervegg i massivtre (SINTEF Byggforsk, 2013). ....	15
Figur 8. Det betraktede takelementet, markert med blå farge. Illustrasjon: Skjermdump fra Focus Konstruksjon. ....	19
Figur 9. Betraktet etasjeskiller markert i blått. Illustrasjon: Skjermdump fra Focus Konstruksjon .....	20
Figur 10. Betraktet veggelement, markert i blått. Illustrasjon: Skjermdump fra Focus konstruksjon. ....	21
Figur 11. Veggskive utsatt for tverrlast og trykklast (Svenskt Trä, 2017).....	21
Figur 12: Effektiv bredde som tar høyde for utsparinger i veggen (Svenskt Trä, 2017)....	22

# Tabelliste

Tabell 1. Anbefalte verdier av utvendige formfaktorer for vertikale vegger i rektangulære bygninger (Standard Norge, 2009). .....	5
Tabell 2. Utvendige formfaktorer for sal- og trautek (Standard Norge, 2009). .....	6
Tabell 3. Formfaktorer for snølast (Standard Norge, 2018). .....	8
Tabell 4. Oversikt pålitelighetsklasser (Standard Norge, 2016). .....	10
Tabell 5. Valgt etasjeskiller (Svenskt Trä, 2017). .....	11
Tabell 6. Oversikt over mulige løsninger av massivtreteak (SINTEF Byggforsk, 2013). .....	12
Tabell 7. Verdier for $\psi$ -faktorer for bygninger (Standard Norge, 2016). .....	13
Tabell 8. Beregning av formel 6.10a for dimensjonerende lastkombinasjon. ....	14
Tabell 9. Beregning av formel 6.10b for dimensjonerende lastkombinasjon .....	14
Tabell 10. Mulige løsninger på yttervegg i massivtre (SINTEF Byggforsk, 2013). .....	15
Tabell 11. Fasthetsverdier for et massivtreelement bestående av C30 og C14 (Svenskt Trä, 2017). .....	16
Tabell 12. Reduksjonsfaktorer (Svenskt Trä, 2017). .....	17
Tabell 13. Oversikt over karakteristiske verdier (Svenskt Trä, 2017). .....	17
Tabell 14. Beregning av grunnlagsdata (Svenskt Trä, 2017). .....	18
Tabell 15. Beregning av grunnlagsdata (Svenskt Trä, 2017). .....	18
Tabell 16. Verdier for stivheter og dimensjonerende lasttilfeller. ....	24
Tabell 17. Nedbøyning på tak og etasjeskiller. ....	24

# 1. Laster

## 1.1. Vindlast

I kapittelet om vindlast vil alle referanser til «Vindstandarden» henvise til NS-EN 1991-1-4:2005 (Standard Norge, 2009).

Referansevindlasten på Gjøvik er etter tabell NA.4 (901.1) i Vindstandarden satt til 22m/s. Dette, sammen med variabler som hvilken kommune bygningen er plassert i, topografien rundt bygningen, takutformingen og bygningens plassering i forhold til andre bygninger, gir grunnlag for å fastsette vindlasten bygget blir utsatt for. Beregningene under er gjort i henhold til Vindstandarden. Gruppen har valgt å nummerere formlene slik at de enkelt kan henvises til i hovedoppgaven. Vindlast plasseres i henhold til tabell 2.2 i NS-EN 1995-1-1 (Standard Norge, 2010) i lastvarighetsklassen *korttidslast*.

### 1.1.1. Grunnlag

#### *Basisvindhastighet:*

Basisvindhastigheten bestemmes etter formel (4.1) i Vindstandarden

$$v_b = c_{RET} \cdot c_{\text{\AA}RS} \cdot c_{HOH} \cdot c_{SAN} \cdot v_{REF}$$

Hvor

$c_{RET}$  er retningsfaktor, settes lik 1,0

$c_{\text{\AA}RS}$  er årstidsfaktor, settes lik 1,0

$c_{HOH}$  er nivåfaktor (høyde over havet), settes lik 1,0

$c_{SAN}$  er statistisk faktor, settes lik 1,0

$v_{REF}$  er referansevindhastigheten

$$\text{Altså er } v_b = v_{REF}$$

#### *Middelvind:*

Middelvindhastigheten bestemmes etter formel (4.3) i Vindstandarden

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b$$

Hvor

$c_r(z)$  er ruhetsfaktor

$c_o(z)$  er terrengformfaktor, settes lik 1,0

### *Terrengruhet:*

I dette beregningstilfellet blir terrengkategori 4, etter tabell 4.1 i Vindstandarden. Dette gir  $z_0 = 1,0$  og  $z_{min} = 10$ . Terrengruheten bestemmes deretter etter formel (4.4) i Vindstandarden

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

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) \text{ for } z \leq z_{min}$$

Hvor

$z_0$  er ruhetslengden lik 1,0

$k_r$  er terrengruhetsfaktoren, avhengig av  $z_0$  og bestemmes av formel (4.5) i Vindstandarden

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

Hvor  $z_{0,II} = 0,05$

Høyden  $z = z_{min} = 10m$  og  $z_0 = 1,0m$  gir

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{1,0}{0,05}\right)^{0,07} = 0,23$$

$$c_r(z) = 0,23 \cdot \ln\left(\frac{10}{1}\right) = 0,53$$

Dermed blir middelvinden

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b$$

$$v_m(z) = 0,53 \cdot v_b = 0,53 \cdot v_{REF} = 11,7 \text{ m/s}$$

### *Vindturbulens:*

Turbulensintensiteten bestemmes etter ligning (4.7) i Vindstandarden

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_o(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}$$

Hvor

$k_I$  er turbulensfaktor og settes lik 1,0

$$I_v(z) = \frac{1,0}{1,0 \cdot \ln\left(\frac{10}{1,0}\right)} = 0,43$$

*Vindkasthastighetstrykk:*

Vindkasthastighetstrykket bestemmes etter formel (4.8) i Vindstandarden

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

Hvor

$\rho$  er lufttettheten, settes lik  $1,25 \frac{kg}{m^3}$

$c_e(z)$  er eksponeringsfaktor

$q_b$  er basisvindhastighetstrykket

I Vindstandarden gir formel (4.9) eksponeringsfaktor og (4.10) basisvindhastighetstrykket

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

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

Da blir vindkasthastighetstrykket

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot 0,43] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot (11,7)^2 = 343,1 \frac{N}{m^2}$$

*Vindkreftene:*

Beregnes ut fra formel (5.3) i Vindstandarden, og tilpasset oppgaven uttrykkes ved

$$F_{w,k} = c_s c_d \cdot (c_{pe} - c_{pi}) \cdot q_p(z) \cdot b_l$$

Hvor

$c_s c_d$  er konstruksjonsfaktorer og settes lik 1,0

$c_{pe}$  er utvendig formfaktor

$c_{pi}$  er innvendig formfaktor

$b_l$  er bredden av betraktet konstruksjonsdel, settes lik 1m

I henhold til kapittel 7.2.1 i Vindstandarden velges  $c_{pe,10}$  for bestemmelse av utvendig formfaktor, ettersom det er en bærende konstruksjon som skal dimensjoneres.

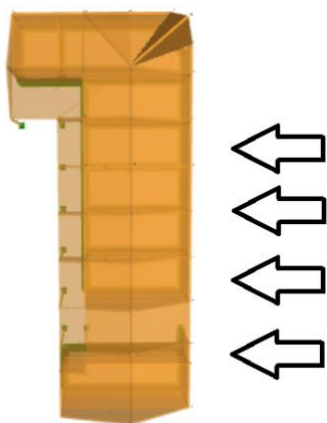
Velger mest ugunstig innvendige formfaktor, som etter punkt 7.2.9(5) og formel (7.2) i Vindstandarden blir

$$c_{pi} = 0,9 \cdot c_{pe,10}$$



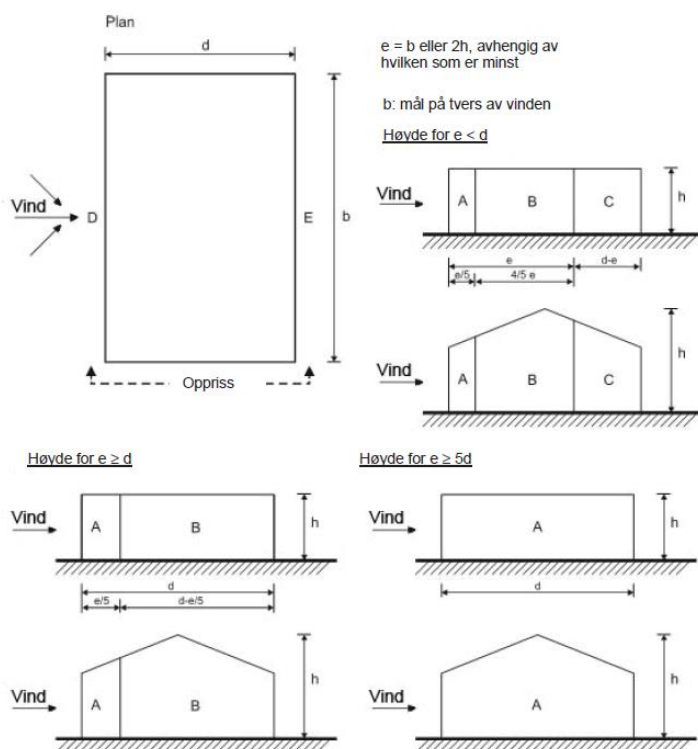
### 1.1.2. Vegg

Gruppen velger å avgrense beregningsomfanget av vindkrefter på vegg til å se på en av veggene. Det vil derfor bli beregnet vindkrefter på den østlige vegg. Denne vegg er markert med piler på figur 1. Bakgrunnen for valget av vegg baserer seg på hvilken vegg som er mest utsatt for vindkrefter. På den vestlige vegg vil taket bli båret på søyler i tillegg til vegg. Den sørlige vegg ligger i le bak et tilstøtende bygg og vil derfor ikke få like store vindkrefter som de øvrige veggene. Den nordlige vegg ligger tettere mot bebyggelse enn den østlige vegg, og vurderes dermed ikke å være like utsatt som østlig vegg.



Figur 1. Betraktet vindretning på Kvisgårdshjørnet. Illustrasjon: Skjermdump fra Focus Konstruksjon

Benytter figur 7.5 og tabell 7.1 i Vindstandarden for å bestemme formfaktorer



Figur 2. Formfaktor for vertikale vegger (Standard Norge, 2009).

Verdien  $e$  er den minste av  $e = b$  eller  $e = 2 \cdot h$

Hvor

$$b = 17\,500\text{mm}$$

$$h = 10\,000\text{mm}$$

Dette gir

$$e = 17\,500\text{mm} = 17,5\text{m}$$

$$d = 10\,050\text{mm}$$

Hvor

$d$  er byggets kortsider

Forholdet mellom høyden av bygget og byggets kortsider trengs for å bestemme utvendig formfaktor

$$\frac{h}{d} = \frac{10\,000}{10\,050} \approx 1,0$$

Tabell 1. Anbefalte verdier av utvendige formfaktorer for vertikale vegger i rektangulære bygninger (Standard Norge, 2009).

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

Vind direkte på felt D gir  $c_{pe,10} = +0,8$

Velger verst tenkelige scenario er innvendig sug samtidig som utvendig trykk. Benytter verdi for sone A, og får i henhold til punkt 7.2.9(5) i Vindstandarden

$$c_{pi} = 0,9 \cdot (-1,2) = -1,1$$

Dermed blir vindkraft på østlig vegg

$$F_{w,k,vegg} = c_s c_d \cdot (c_{pe} - c_{pi}) \cdot q_p(z) \cdot A = 1,0 \cdot (+0,8 - (-1,1)) \cdot 343,1$$

$$F_{w,k,vegg} = 0,65 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### 1.1.3. Tak

For å finne formfaktor for sug på taket brukes tallene fra tabell 7.4a i Vindstandarden, gjengitt i tabell 2. Taket som skal beregnes har en takvinkel på 40°. Må derfor interpolere mellom verdiene for 30° og 45° for å finne riktig formfaktor. Betrakter sone F og G

$$\frac{-0,0 - (-0,5)}{45 - 30} = \frac{1}{30}$$

$$c_{pe,10} = \frac{1}{30} \cdot (-5) = -\frac{1}{6} = -0,167 \text{ ved } 40^\circ$$

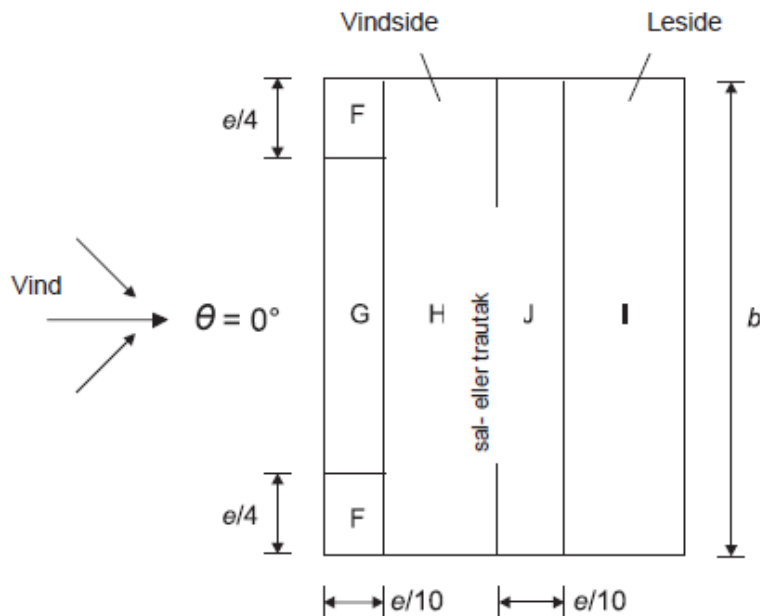
$$c_{pi} = 0,90 \cdot c_{pe,10} = 0,90 \cdot (-0,167) = -0,15$$

Bruker tabell 2 til å finne formfaktoren for trykk, her betraktes sone F og G

$$c_{pe,10} = +0,7$$

Tabell 2. Utvendige formfaktorer for sal- og trautek (Standard Norge, 2009).

Takvinkel $\alpha$	Sone for vindretning $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		+0,0	
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	+0,7		+0,7		+0,4		+0,0		+0,0	
45°	0,0		0,0		0,0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		+0,0		+0,0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	



(b) vindretning  $\theta = 0^\circ$

Figur 3. Soneinndeling for tak (Standard Norge, 2009).

Ved kombinasjon av verst tenkelig kombinasjon av utvendig trykk og innvendig sug blir vindkraften på taket

$$F_{w,k,tak} = c_s c_d \cdot (c_{pe} - c_{pi}) \cdot q_p(z) \cdot A = 1,0 \cdot (+0,70 - (-0,15)) \cdot 343,1$$

$$F_{w,k,tak} = 0,29 \frac{kN}{m}$$

## 1.2. Snølast

I kapittelet om snølast vil alle referanser til *Snøstandarden* henwise til NS-EN 1991-1-3:2003 (Standard Norge, 2018).

Kvisgårdshjørnet på Gjøvik ligger på 156moh mens topp tak er 166moh, dette i henhold til plantegninger med oppgitte kotehøyder. I henhold til *Snøstandarden* tabell NA.4.1(901) er karakteristisk snølast på mark satt til  $4,5 \text{ kN/m}^2$ . Høydegrensen for Gjøvik er på 250m, noe som derfor ikke vil være nødvendig å ta hensyn til da Kvisgårdshjørnet ligger på 156moh. Dette gjør at  $s = s_k$ . I tillegg til de kriteriene som gjelder for vindlasten, er også snøsmelting en faktor som må tas hensyn til i fastsettelsen av snølast. Som beskrevet i punkt 5.2(4) i *Snøstandarden* antas lasten å virke vertikalt og refereres til takeralets horisontale projeksjon. Snølast plasseres i henhold til tabell 2.2 i NS-EN 1995-1-1 (Standard Norge, 2010) i lastvarighetsklassen *korttidslast*.

### 1.2.1. Grunnlag

Etter formel (5.1) i Snøstandarden bestemmes snølasten:

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

Hvor

$s$  er karakteristisk snølast på tak

$\mu_i$  er formfaktoren for takformen

$C_e$  er eksponeringsfaktoren som tar hensyn til at vind blåser tørr snø bort fra taket. Settes lik 1,0 dersom ikke annet dokumenteres, fra punkt 5.2 (7) i Snøstandarden

$C_t$  er termisk faktor som angir snøsmeltingen på taket. Settes lik 1,0 i alle tilfeller bortsett fra tak hvor det oppstår økt snøsmelting på grunn av høy varmegjennomgang, for eksempel glassdekte tak. Fra punkt 5.2 (8) i Snøstandarden

$s_k$  er karakteristisk snølast på mark

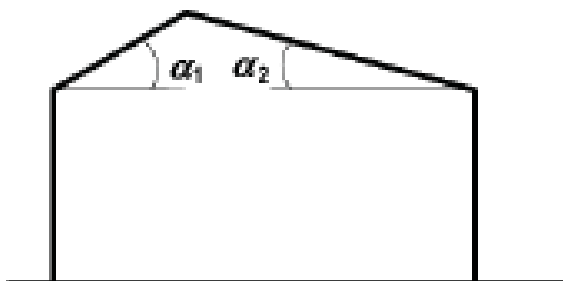
*Formfaktor:*

Tabell 5.2 i Snøstandarden benyttes for å bestemme formfaktoren for snølast. Denne tabellen er gjengitt i tabell 3.

Tabell 3. Formfaktorer for snølast (Standard Norge, 2018).

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

Kvisgårdshjørnet har saltak, og formfaktor benyttes etter følgende figur:



Figur 4. Formfaktor for snølast – Saltak (Standard Norge, 2018).

For taket på Kvisgårdshjørnet vil gruppen få følgende formfaktorer, i henhold til tabell 3:

$$\mu_2 = 0,8 \text{ for delen av taket med } \alpha_1 = 18,5^\circ$$

$$\mu_2 = 0,8 \left( \frac{60^\circ - \alpha_2}{30^\circ} \right) = 0,8 \left( \frac{60^\circ - 40^\circ}{30^\circ} \right) = 0,533 \text{ for delen av taket med } \alpha_2 = 40^\circ$$

Ser fra punkt 5.3.3(2) i Snøstandarden at bygg med snøfangere vil ha en formfaktor på 0,8 for alle verdier på takvinkel. Vil derfor få  $\mu_2 = 0,8$  for begge tilfellene.

Legger merke til at formfaktor,  $\mu_2 = 0$  for takvinkler over  $60^\circ$ . Dette er fordi man antar at snø ikke vil legge seg på tak med en takvinkel over  $60^\circ$ . Dette vil være tilfelle ved det skrå taket over det store vinduet på Kvisgårdshjørnet. Her er det ikke snøfanger og  $\mu_2 = 0$  vil derfor gjelde for denne delen av taket.

*Karakteristisk snølast på tak:*

Når man beregner konstruksjonens bruddstyrke, skal lastvirkningen regnes i bruddgrensetilstand (SINTEF Byggforsk, 2003). Ser fra figur 5 at leilighetsbygg er i pålitelighetsklasse 2 (Standard Norge, 2016).

Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler	Pålitelighetsklasse <sup>2)</sup> (CC/RC)			
	1	2	3	4
Atomreaktorer, lager for radioaktivt avfall				x
Dammer			x	(x)
Marine konstruksjoner for petroleumsindustrien			x	(x)
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg i kompliserte tilfeller <sup>1)</sup>		(x)	x	(x)
Veg- og jernbanebruer			x	
Byggverk med store ansamlinger av mennesker (tribuner, kinosaler, sportshaller, kjøpesentre, forsamlingslokaler, osv.)		(x)	x	
Kai- og havneanlegg		x	(x)	
Tårn, master, skorsteiner, siloer		x	(x)	
Industrianlegg		x	(x)	
Kontor- og forretningsbygg, skoler, institusjonsbygg, boligbygg osv.		x	(x)	
Oppdrettsanlegg		x	(x)	
Landbruksbygg	(x)	x		
Feste av kledninger, takteking og lignende komponenter	x	(x)		
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg ved enkle og oversiktlige grunnforhold <sup>1)</sup>	x	(x)		
Småhus, rekkehus, mindre lagerhus osv.	x			
Kaier og fortøyningsanlegg for sport og fritid	x			
<sup>1)</sup> Ved vurdering av pålitelighetsklasse for grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg skal det også tas hensyn til omkringliggende områder og byggverk. <sup>2)</sup> Kryss uten parentes angir normalt valg av pålitelighetsklasse.				

Figur 5. Tabell NA.A1(901) i NS-EN 1990, pålitelighetsklasser (Standard Norge, 2016).

I henhold til tabell 4, hentet fra NS-EN 1990, blir  $k_L = 1$  ved bygg i pålitelighetsklasse 2.

Tabell 4. Oversikt pålitelighetsklasser (Standard Norge, 2016).

K <sub>L</sub> -faktor for laster	Pålitelighetsklasse		
	RC1	RC2	RC3
K <sub>L</sub>	0,9	1,0	1,1

Setter verdiene inn i den karakteristiske snølasten på tak

$$s_{k,\alpha_i} = 1,0 \cdot \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot K_L \cdot s_k$$

$$s_{k,18,5} = 1,0 \cdot 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 4,5 = 3,6 \frac{kN}{m^2}$$

$$s_{k,40} = 1,0 \cdot 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 4,5 = 3,6 \frac{kN}{m^2}$$

Snølast på takutstikk:

Kvisgårdshjørnet har ikke takutstikk. Dette medgår derfor ikke i beregningene. Skal beregnes ved dimensjonering av takets utstikkende komponenter for byggesteder som ligger minst 200moh. I vårt beregningstilfelle vil ikke dette være aktuelt, da Kvisgårdshjørnet ligger på en høyde på 165moh.

### 1.3. Nyttelast

Nyttelaster er som regel ikke dimensjonerende for hovedbærekonstruksjoner (SINTEF Byggforsk, 2003). På bygninger er variable laster som vil variere etter hva bygget skal brukes til, f.eks. forelesningssaler, soverom og scener, og de karakteriseres som variable og frie påkjenninger (Standard Norge, 2019). Nyttelaster oppstår under bruk og ifølge NS-EN 1991 1-1 omfatter det personers normale bruk, møbler og bevegelige gjenstander, kjøretøyer og situasjoner som sjeldent forventes å oppstå. Lastene kan være jevnt fordelte, linjelaster, punktlaster eller kombinasjoner. I dimensjonerende situasjoner hvor nyttelaster opptrer samtidig som andre variable lastpåvirkninger på byggverket, dette kan være snølast, vindlast og lignende, kan den totale nyttelasten som vurderes i lasttilfellet betraktes som en enkelt påvirkning (Standard Norge, 2019). I NS-EN 1991 og det norske tillegget kan man finne anbefalte verdier for de karakteristiske nyttelastene: i henhold til tabell 6.1 i NS-1991-1-1 vil Kvisgårdshjørnet gå under brukskategori A. Denne kategorien gjelder for rom i boligbygg og hus. Dette gir

$$q_k = 2,0 \frac{kN}{m^2} \text{ jevnt fordelt last på gulv}$$

$$Q_k = 2,0 \text{ kN punktlast på gulv}$$

## 1.4. Egenlast

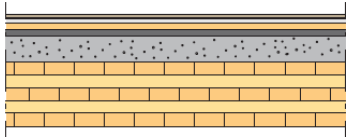
### 1.4.1. Grunnlag

For bygninger klassifiseres egenlaster som bundne, permanente påvirkninger (Standard Norge, 2019). Egenlast omfatter både konstruksjonen og ikke-bærende deler, hvor ikke-bærende deler kan være varmeinstallasjon og taktekning for å nevne noe. Ifølge NS-EN 1991 1-1 kap. 6.1 bør egenlast for bygninger angis som en enkel karakteristisk verdi og videre beregnes på bakgrunn av de karakteristiske verdiene for tetthet og nominelle dimensjoner. Faste installasjoner som heiser, elektrisk utstyr og oppvarming-, ventilasjon- og klimaanlegg skal medberegnes i egenvekten. Også egenvekten til overflatebelegg, føringsrør, himling, varmeisolasjon, bevegelige skillevegger og andre ikke-bærende deler bør tas hensyn til i dimensjoneringen.

### 1.4.2. Etasjeskiller

Velger å bruke etasjeskiller type 3, som vist i tabell 5. Denne har en egenvekt på  $235 \frac{kg}{m^2} = 2,3 \frac{kN}{m^2}$ . Alle sjikt har tykkelse  $t = 40mm$ .

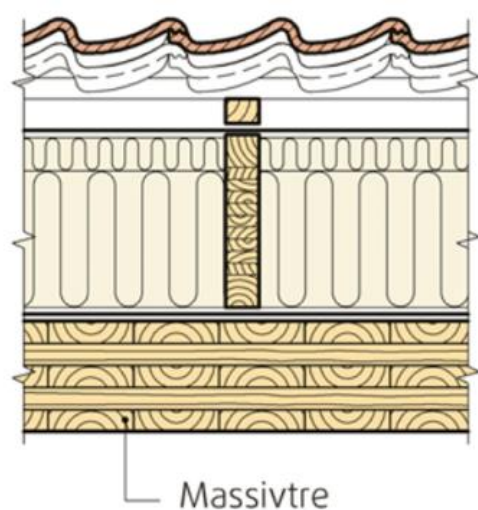
Tabell 5. Valgt etasjeskiller (Svenskt Trä, 2017).

Type	Materiale [mm]	Total høyde [mm]	Vekt [kg/m <sup>2</sup> ]	Trinnlyd L <sub>n,w</sub> (C <sub>l,50-2500</sub> ) [dB]	Luftlyd R <sub>w</sub> (C <sub>50-3150</sub> ) [dB]
	<b>Etasjeskiller type 3</b> 14 parkett 3 underlagsfoam 13 gulvgipsplater 22 sponplater 20 trinnlydsplater 80 ren singel 200 CLT-element	352	235	≤ 44 (+6)	≥ 63 (-1)

### 1.4.3. Tak

Velger å benytte et massivtretak som illustrert i figur 6. Med valg av 250mm mineralull, trebjelker, taktekning og undertak har denne egenlast på  $1,4kN/m^2$ , som vist i tabell 6. Tykkelse på sjikt er  $t_1 = t_3 = t_5 = 40mm$  og  $t_2 = t_4 = 20mm$ .





Figur 6. Oppbygging av massivtretak (SINTEF Byggforsk, 2013).

Tabell 6. Oversikt over mulige løsninger av massivtretak (SINTEF Byggforsk, 2013).

Konstruksjon	Isolasjon	Taktekning	Egenlast [kN/m <sup>2</sup> ]
160mm massivtreelementer (0,8kN/m <sup>2</sup> )	250 mm trykkfast mineralull	Asfalttakbelegg	1,2
	250 mm mineralull og trebjelker med sentaravstand 0,6m	Opplettet taktegning av takstein og undertak av rullprodukter	1,4

## 2. Dimensjonerende lasttilfelle

### 2.1. Grunnlag

Gruppen bruker de karakteristiske verdiene funnet for snø-, vind- og egenlast til å beregne det dimensjonerende lasttilfellet. Dette gjøres ved hjelp av likning 6.10a og likning 6.10b fra tabell NA.A1.2(B) i NS-EN 1990 (Standard Norge, 2016). Gruppens beregningstilfelle er for kategori A, samt for snø- og vindlast. Dette gir følgende verdier for  $\psi$ :

Tabell 7. Verdier for  $\psi$ -faktorer for bygninger (Standard Norge, 2016).

Kategori	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
A: Boliger	0,7	0,5	0,3
Vindlast	0,6	0,2	0,0
Snølast	0,7	0,5	0,2

Har følgende egenlaster:

$$G_{k,tak} = 1,4 \frac{kN}{m^2}$$

$$G_{k,etg} = 2,3 \frac{kN}{m^2}$$

$$G_{k,vegg} = 0,8 \frac{kN}{m^2}$$

$$S_k = 3,6 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_k = 2,1 \frac{kN}{m^2}$$

$$W_{k,tak} = 0,29 \frac{kN}{m^2}$$

$$W_{k,vegg} = 0,65 \frac{kN}{m^2}$$

## 2.2. Tak

Fra formel 6.10a

$$q_{d,a} = \gamma \cdot G_{j,sup} \cdot G_{kj,sup} + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \gamma_{Q,2} \cdot \psi_{0,2} \cdot Q_{k,2}$$

Tabell 8. Beregning av formel 6.10a for dimensjonerende lastkombinasjon.

Last [kN/m <sup>2</sup> ]	Snølast dominerer	Vindlast dominerer
Egen	1,89	1,89
Snø	3,78	2,7
Vind	0,30	0,30
<b>SUM</b>	<b>5,97</b>	<b>4,89</b>

Fra formel 6.10b

$$q_{d,b} = \xi \cdot \gamma \cdot G_{j,sup} \cdot G_{kj,sup} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \gamma_{Q,2} \cdot \psi_{0,2} \cdot Q_{k,2}$$

Tabell 9. Beregning av formel 6.10b for dimensjonerende lastkombinasjon

Last [kN/m <sup>2</sup> ]	Snølast dominerer	Vindlast dominerer
Egen	1,68	1,68
Snø	5,4	3,78
Vind	0,30	0,44
<b>SUM</b>	<b>7,38</b>	<b>5,9</b>

Man ser fra tabellene over at dimensjonerende lasttilfelle opptrer når snølasten dominerer. Dimensjonerende last på tak blir da

$$q_{d,tak} = 7,38 \frac{kN}{m^2}$$

## 2.3. Etasjeskiller

For etasjeskiller er det kun egen- og nyttelast, og ingen variabel last. Ser dermed at formel 6.10b blir dimensjonerende

$$q_{d,etg} = \xi \cdot \gamma \cdot G_{j,sup} \cdot G_{kj,sup} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}$$

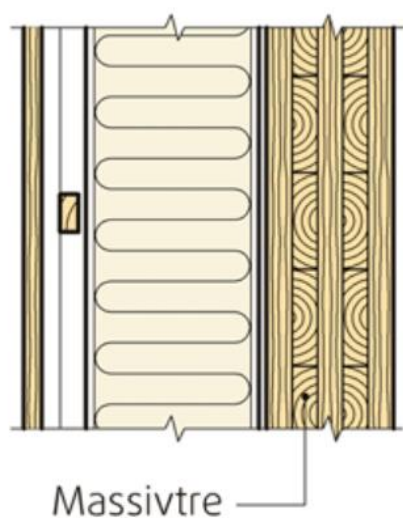
$$q_{d,etg} = 0,89 \cdot 1,35 \cdot 2,3 \frac{kN}{m^2} + 1,5 \cdot 2 \frac{kN}{m^2} = 5,76 \frac{kN}{m^2}$$

### 2.3.1. Vegg

Den yttervegg som skal betraktes går mellom første og andre etasje, og bærer last fra tak og overliggende vegg samt etasjeskiller i andre etasje. Lasten fra tak og etasjeskiller kommer fra punkt 3.2. Velger her å benytte en ytterveggløsning med 100mm massivtre, noe som gir en egenvekt på  $g_{k,vegg} = 0,8 \frac{kN}{m^2}$ , hentet fra tabell 10. Figur 7 viser en mulig oppbygging av en yttervegg i massivtre. Med fem sjikt og tykkelse 100mm er alle sjikt  $t = 20mm$ .

Tabell 10. Mulige løsninger på yttervegg i massivtre (SINTEF Byggforsk, 2013).

Konstruksjon	Kledning	Isolasjon	Egenlast [kN/m <sup>2</sup> ]
100mm massivtre (0,5kN/m <sup>2</sup> )	Utlektet trekledning med vindsperre	200mm mineralull og stendere med stenderavstand 0,6m	0,8
140mm massivtre (0,7 kN/m <sup>2</sup> )			1,0
200mm massivtre (0,7kN/m <sup>2</sup> )			1,3



Figur 7. Mulig oppbygging av yttervegg i massivtre (SINTEF Byggforsk, 2013).

### 3. Lastvirkninger og kontroll

Med lastvirkninger menes indre krefter, momenter og forskyvninger som lastene påført en konstruksjon forårsaker (Norske Limtreprodusenters Forening, 2015). Utrekningene som ligger til grunn for beregningene finnes i Vedlegg 2.

#### 3.1. Grunnlag

De karakteristiske fasthetsverdiene for massivtreelementer med C30 i hovedspennretning og C14 på tvers av spennretning er tabulert i tabell 11 (Svenskt Trä, 2017).

Tabell 11. Fasthetsverdier for et massivtreelement bestående av C30 og C14 (Svenskt Trä, 2017).

Karakteristiske fasthetsverdier		C30 i hovedretning og C14 på tvers $\left[\frac{N}{mm^2}\right]$
Bøyefasthet	$f_{m,x,k}$	30
	$f_{m,y,k}$	14
Strekkfasthet langs fiberretningen	$f_{t,0,x,k}$	19
	$f_{t,0,y,k}$	7,2
Strekkfasthet vinkelrett på fiberretningen	$f_{t,90,x,k}$	0,4
	$f_{t,90,y,k}$	0,4
Trykkfasthet langs fiberretningen	$f_{c,0,x,k}$	24
	$f_{c,0,y,k}$	16
Trykkfasthet vinkelrett på fiberretningen	$f_{c,90,z,k}$	2,7
Skjærfasthet	$f_{v,090,xlay,k}$	4
	$f_{v,090,ylay,k}$	3
Rulleskjærfasthet	$f_{v,9090,xlay,k}$	1,1
	$f_{v,090,ylay,k}$	1,1

I henhold til KL-trähandbok (2017) kapittel 3.1.4 vil de dimensjonerende verdiene fastsettes etter følgende formel

$$f_d = k_{mod} \cdot \frac{f_k}{\gamma_M}$$

Hvor

$f_k$  er den karakteristiske fasthetsverdien

$k_{mod}$  er reduksjonsfaktor for klimaklasse

$\gamma_M$  er partialfaktor for materialegenskaper, og settes lik 1,15 for massivtre.

Lastvarigheten og klimaklasse bestemmer  $k_{mod}$ . I henhold til tabell NA.901 i NS-EN 1995-1-1 (Standard Norge, 2010) er både vegg, etasjeskiller og takkonstruksjon definert i klimaklasse 1. Etter tabell NA.2.2 i NS-EN 1995-1-1 (Standard Norge, 2010) vil nyttelast defineres som halvårslast, snølast som korttidslast og vindlast øyeblikkslast.

Etter 3.1.3(2) vil det benyttes verdi for  $k_{mod}$  som tilsvarer påkjenningen med kortest varighet (Standard Norge, 2010). Denne faktoren vil variere ut fra konstruksjonsdel, se tabell 12. Faktoren  $k_{def}$  er ikke definert for massivtre i NS-EN 1995, men er hentet fra KL-trähandbok tabell 3.4 og presentert i tabell 12 (Svenskt Trä, 2017).

Tabell 12. Reduksjonsfaktorer (Svenskt Trä, 2017).

Konstruksjonsdel	$k_{mod}$	$k_{def}$
Tak	1,10	0,85
Etasjeskiller	0,80	0,85
Vegg	1,10	0,85

I massivtreelementer vil en systemeffekt oppstå, da man har ulike sjikt i ulike retninger med ulike fasthetsklasser. Dette sørger for en økt fasthet sammenlignet med vanlig konstruksjonsvirke. Faktoren  $k_{sys}$  defineres ut fra formel 3.6 i KL-trähandbok (Svenskt Trä, 2017)

$$k_{sys} = \min \left\{ \frac{1,15}{1 + 0,1 \cdot b_l} \right\} = \min \left\{ \frac{1,15}{1 + 0,1 \cdot 1} \right\} = 1,1$$

Tabell 13. Oversikt over karakteristiske verdier (Svenskt Trä, 2017).

			C30 i hovedretningen og C14 på tvers av hovedretningen
Karakteristiske stivhetsverdier [MPa]	Elastisitetsmodul	$E_{0,x,mean}$	12 000
		$E_{90,x,mean}$	0
		$E_{0,y,mean}$	7 000
		$E_{90,y,mean}$	0
	Elastisitetsmodul, 5-prosenttfraktil	$E_{0,x,05}$	8 000
		$E_{0,y,05}$	4 700
	Skjærmodul	$G_{090,xlay,mean}$	750
		$G_{090,ylay,mean}$	440
	Rulleskjærmodul	$G_{9090,xlay,mean}$	50
		$G_{9090,ylay,mean}$	50
Densiteter [kg/m³]	Karakteristiske verdier	$\rho_{xlam,k}$	350
	Middelverdi	$\rho_{xlam,mean}$	420

Tabell 14. Beregning av grunnlagsdata (Svenskt Trä, 2017).

Egenskap	Beregningsformel	Tak	Etasjeskiller
Netto tverrsnittsareal [mm <sup>2</sup> ]	$A_{x,net} = b_x \cdot 3 \cdot t_1$	$1,2 \cdot 10^5$	$1,2 \cdot 10^5$
Netto treghetsmoment [mm <sup>4</sup> ]	$I_{x,net} = b_x \left( 3 \cdot \frac{t_1^3}{12} + 2 \cdot t_1 a_1^2 \right)$	$304 \cdot 10^6$	$528 \cdot 10^6$
Netto bøyemotstand [mm <sup>3</sup> ]	$W_{x,net} = \frac{2 \cdot I_{x,net}}{h_{CLT}}$	$3,8 \cdot 10^6$	$5,28 \cdot 10^6$
Statisk moment for rulleskjær [mm <sup>3</sup> ]	$S_{R,x,net} = b_x t_1 a_1$	$24 \cdot 10^5$	$32 \cdot 10^5$
Statisk moment for langsgående skjær [mm <sup>3</sup> ]	$S_{x,net} = b_x t_1 a_1 + b_x \cdot \frac{t_3^2}{4 \cdot 2}$	$26 \cdot 10^5$	$34 \cdot 10^5$
Effektivt treghetsmoment [mm <sup>4</sup> ]	$\gamma_1 = \gamma_5$ $= \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 E_{0,x,mean} t_1}{L^2} \cdot \frac{t_2}{G_{9090,2}}}$ $I_{x,ef} = b_x \left( \frac{3 \cdot t^3}{12} + 2 \gamma_1 t_1 a_1^2 \right)$	$\gamma_1 = \gamma_5 = 0,98$  $I_{x,ef} = 298,2 \cdot 10^6$	$\gamma_1 = \gamma_5 = 0,96$  $I_{x,ef} = 507,5 \cdot 10^6$

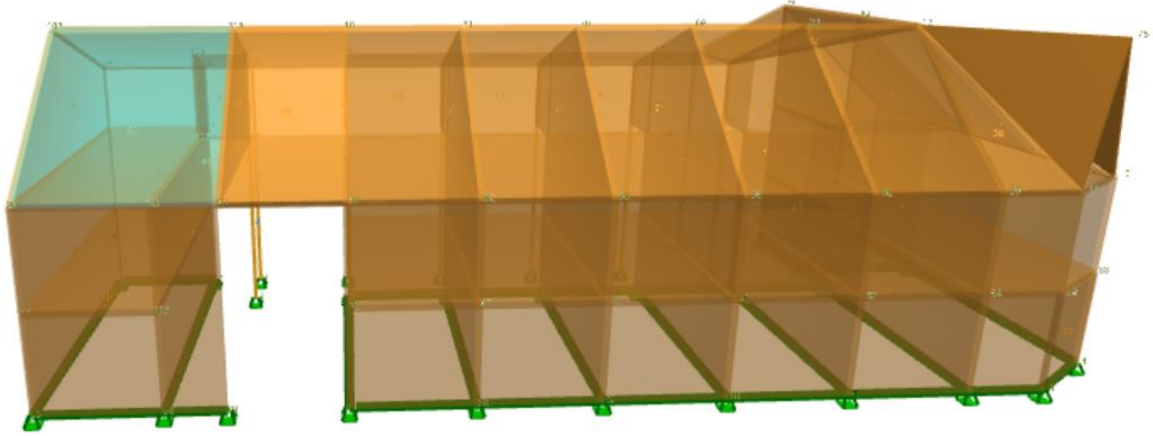
Tabell 15. Beregning av grunnlagsdata (Svenskt Trä, 2017).

Egenskap	Beregningsformel	Vegg
Tverrsnittsareal [mm <sup>2</sup> ]	$A_{x,net} = b_x \cdot 3 \cdot t_1$	$6 \cdot 10^4$
Gammaverdier	$\gamma_3 = 1$ $\gamma_1 = \gamma_5 = \frac{1}{1 + \left( \frac{\pi^2 E_{x,5} t_5}{l_{ef}^2} \cdot \frac{t_4}{G_{9090,4}} \right)}$	$l = l_k = l_{ef} = 2900 \text{ mm}$  $\gamma_1 = \gamma_5 = 0,90$
Effektiv bøyemotstand [mm <sup>4</sup> ]	$i_{x,ef} = b_x \left( \frac{3 \cdot t^3}{12} + 2 \gamma_1 t_1 a_1^2 \right)$	$59,6 \cdot 10^6$
Treghetsradius $i_{x,ef}$	$i_{x,ef} = \sqrt{\frac{I_{x,ef}}{A_{x,net}}}$	31,52
Slankhetsfaktor $\lambda_y$	$\lambda_y = \frac{l_k}{i_{x,ef}}$	$\lambda = 92,0$
Netto bøyemotstand	$W_{x,net} = \frac{2 \cdot I_{x,ef}}{h_{CLT}}$	$1,2 \cdot 10^5$

## 3.2. Bruddgrense

Dimensjonerer etter bjelketeori i henhold til KL-trähandbok (Svenskt Trä, 2017).

*Kontroll av takelement:*



Figur 8. Det betraktete takelementet, markert med blå farge. Illustrasjon: Skjermdump fra Focus Konstruksjon.

Takelementets spennlengde er 9,7 meter i lengderetning og 5,2m på tvers. Har dimensjonerende lastkombinasjon  $q_{d,tak} = 7,38 \frac{kN}{m^2}$ . Betrakter en meters bredde av elementet og får en linjelast på taket

$$q_{d,tak,l} = 7,38 \frac{kN}{m}$$

Dimensjonerende skjærkraft og moment bestemmes ved å betrakte platen som en fritt opplagt bjelke med jevnt fordelt last

$$M_{maks,y} = \frac{1}{8} q \cdot L^2 = \frac{1}{8} q_{d,tak,l} \cdot L_{lengderetning}^2 = \frac{1}{8} \cdot 7,38 \frac{kN}{m} \cdot (9,7m)^2 = 86,8 kNm$$

$$V_{maks} = \frac{1}{2} qL = \frac{1}{2} q_{d,tak,l} \cdot L_{lengderetning} = \frac{1}{2} \cdot 7,38 \frac{kN}{m} \cdot 9,7m = 35,8 kN$$

I henhold til KL-trä må bøyespenningen kontrolleres om y-aksen

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_{x,net}} \leq f_{m,x,d} = k_{sys} \cdot k_{mod} \cdot \frac{f_{m,x,k}}{\gamma_M}$$

Hvor

$M_{y,d}$  er dimensjonerende moment om y-aksen

$f_{m,x,d}$  er platens dimensjonerende bøyefasthet

$k_{sys}$  er systemfaktor

$k_{mod}$  er fasthetsfaktor

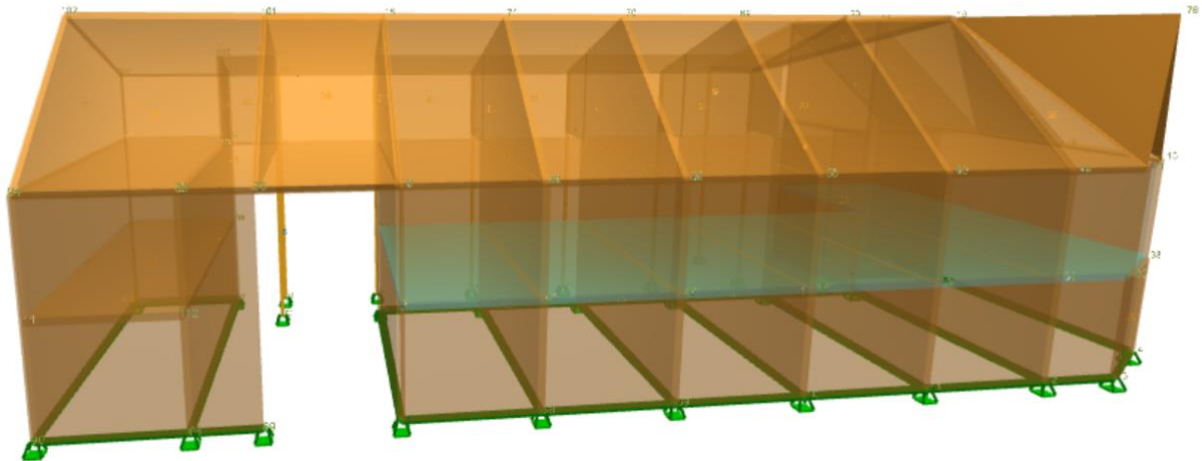


Innsatt med gjeldene verdier blir opptredende bøyespenning  $\sigma_{m,y,d}$ :

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{86,8 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{3,8 \cdot 10^6 \text{ Nmm}^3} = 22,8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \leq f_{m,x,d} = 1,1 \cdot 1,1 \cdot \frac{30 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,15} = 31,6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \text{ OK}$$

Takelementet er ikke utsatt for brudd.

Kontroll av etasjeskiller:



Figur 9. Betraktet etasjeskiller markert i blått. Illustrasjon: Skjermdump fra Focus Konstruksjon

Etasjeskillerelementet har spennlengde på 8,2 meter i lengderetning og 3,5 meter på tvers, som følge av bærende innervegger for hver 3,5 meter. Den dimensjonerende lastkombinasjonen er  $q_{d,etg} = 5,76 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ . Her også betraktes elementet med en bredde på én meter. Får da linjelast

$$q_{d,etg,l} = 5,76 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{maks,y} = \frac{1}{8} q \cdot L^2 = \frac{1}{8} q_{d,etg,l} \cdot L_{lengderetning}^2 = \frac{1}{8} \cdot 5,76 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (8,2\text{m})^2 = 48,4 \text{ kNm}$$

$$V_{maks} = \frac{1}{2} qL = \frac{1}{2} q_{d,etg,l} \cdot L_{lengderetning} = \frac{1}{2} \cdot 5,76 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 8,2\text{m} = 23,6 \text{ kN}$$

Bruddkriterium gjelder også for etasjeskiller

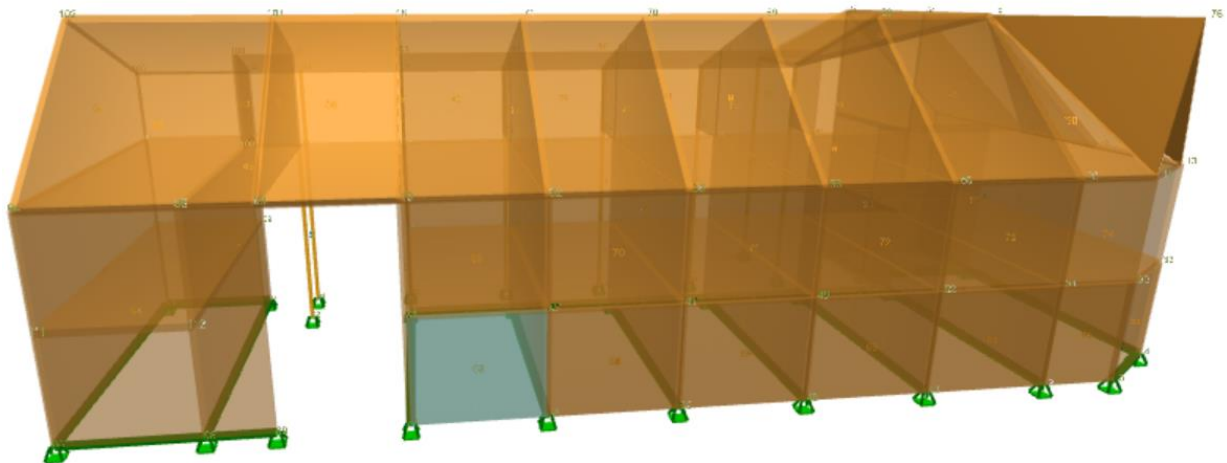
$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_{x,net}} \leq f_{m,x,d} = k_{sys} \cdot k_{mod} \cdot \frac{f_{m,x,k}}{\gamma_M}$$

Innsatt med verdier

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{48,4 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{5,28 \cdot 10^6 \text{ mm}^3} = 9,2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \leq f_{m,x,d} = 1,1 \cdot 0,8 \cdot \frac{30 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,15} = 23,0 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \text{ OK}$$

Etasjeskilleren er ikke utsatt for brudd.

Kontroll av vegg:



Figur 10. Betraktet veggelement, markert i blått. Illustrasjon: Skjermdump fra Focus konstruksjon.

Veggskive kontrolleres etter formler 3.67 og 3.68 i KL-trähandbok (Svenskt Trä, 2017)

$$\frac{\sigma_{c,x,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,x,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,x,d}} \leq 1,0$$

$$\frac{N_d}{k_{c,y} \cdot A_{x,net} \cdot f_{c,0,x,d}} + \frac{M_{y,d}}{W_{x,net} \cdot f_{m,x,d}} \leq 1,0$$

Hvor

$k_{c,y}$  er ustabilitetsfaktor

Finner normalspenning  $\sigma_{c,x,d}$

Tyngde av overliggende vegg er

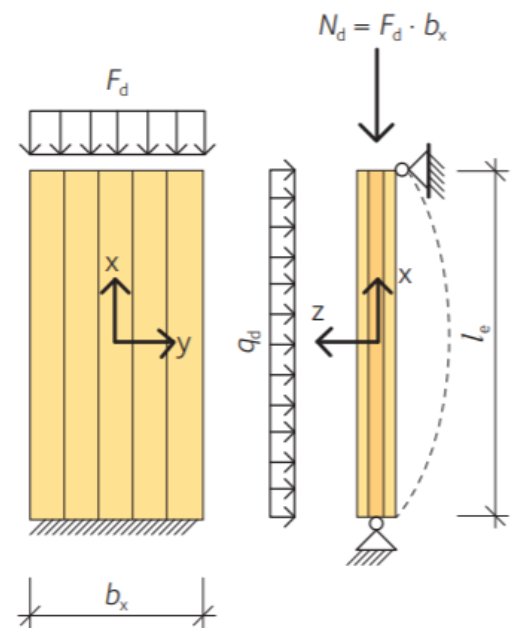
$$p_{vegg,d} = 0,8 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,9m \cdot 1m \cdot 1,5 = 3,5kN$$

Benytter for øvrig maksimal skjærkraft fra etasjeskiller i andre og tredje etasje, samt fra tak.

$$\sigma_{c,x,d} = \frac{(3500 N + 2 \cdot 23500 N + 358000 N)}{1000mm \cdot 100mm} = 0,86 \frac{N}{mm^2}$$

Deretter bøyespenning  $\sigma_{m,y,d}$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_{x,net}} = \frac{\frac{1}{8} \cdot 0,65 \frac{N}{mm} \cdot (2900mm)^2}{1,2 \cdot 10^5 mm^3} = 5,7 \frac{N}{mm^2} \leq f_{m,x,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,x,k}}{\gamma_M} = 1,1 \cdot \frac{30 \frac{N}{mm^2}}{1,15} = 28,7 \frac{N}{mm^2} \text{ OK}$$



Figur 11. Veggskive utsatt for tverrlast og trykklast (Svenskt Trä, 2017).

Finner  $k_{cy}$

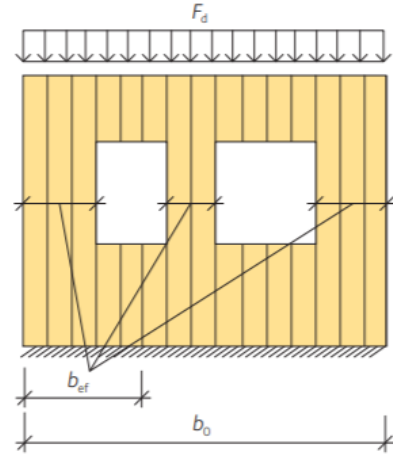
$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} \leq 1,0$$

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

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,x,k}}{E_{0,x,05}}} = \frac{92,0}{\lambda} \cdot \sqrt{\frac{24}{8000}} = 1,6$$

$$k_y = 0,5 \cdot (1 + 0,1 \cdot (1,6 - 0,3) + 1,6^2) = 1,85$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{1,85 + \sqrt{1,85^2 - 1,6^2}} = 0,36 \leq 1,0$$



Figur 12: Effektiv bredde som tar høyde for utsparinger i vegg (Svenskt Trä, 2017).

Bredden av betraktet vegg er 3,5m. Den totale

bredden av utsparinger i vegg er i henhold til plantegninger 1,6m. Det gir  $b_{ef} = 3,5m - 1,6m = 1,9m$ . Dette danner grunnlag for en relasjonsfaktor mellom effektiv og opprinnelig bredde

$$f_b = \frac{b_0}{b_{ef}} = \frac{3,5}{1,6} = 2,2$$

$N_d$  bestemmes fra bøyespennning  $\sigma_{c,x,d}$

$$N_d = \sigma_{c,x,d} \cdot t \cdot f_b = 0,86 \frac{N}{mm^2} \cdot 100mm = 86 kN \cdot f_b$$

Til slutt maksimalt bøyemoment  $M_{y,d}$

$$M_{y,d} = \frac{1}{8} \cdot 0,65 \cdot \frac{N}{mm} \cdot (2900mm)^2 = 0,68 kNm$$

Setter inn verdier i

$$\frac{\sigma_{c,x,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,x,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,x,d}} \text{ og } \frac{N_d}{k_{c,y} \cdot A_{x,net} \cdot f_{c,0,x,d}} + \frac{M_{y,d}}{W_{x,net} \cdot f_{m,x,d}}$$

$$f_{c,0,x,d} = 1,1 \cdot \frac{24}{1,15} = 23,0 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{0,86 \frac{N}{mm^2}}{0,36 \cdot 23,0 \frac{N}{mm^2}} + \frac{5,7 \frac{N}{mm^2}}{28,7 \frac{N}{mm^2}} = 0,30 < 1,0 \text{ OK}$$

$$\frac{N_d}{k_{c,y} \cdot A_{x,net} \cdot f_{c,0,x,d}} + \frac{M_{y,d}}{W_{x,net} \cdot f_{m,x,d}}$$

$$\frac{189,2 \cdot 10^3 N}{0,36 \cdot 60000mm^2 \cdot 23,0 \frac{N}{mm^2}} + \frac{0,68 \cdot 10^6}{1,2 \cdot 10^5 \cdot 28,7 \frac{N}{mm^2}} = 0,58 < 1,0 \text{ OK}$$

Veggskiven er ikke utsatt for knekking.

### 3.3. Bruksgrense

#### 3.3.1. Bruksgrense

Som lastkombinasjon for bruksgrense velges den ofte forekommende lastkombinasjonen (Standard Norge, 2016), gitt som

$$p_{fin,ofte,tak} = g_{k,tak} \cdot (1 + k_{def}) + s_k \cdot (\psi_{1,sn\emptyset} + \psi_{2,sn\emptyset} \cdot k_{def}) + w_{k,tak} \cdot (\psi_{1,vind} + \psi_{2,vind} \cdot k_{def})$$

For tak blir dette

$$p_{fin,ofte,tak} = 1,4 \cdot (1 + 0,85) + 3,6 \cdot (0,5 + 0,2 \cdot 0,85) + 0,29 \cdot (0,2 + 0 \cdot 0,85) = 5,06 \frac{kN}{m}$$

Og for etasjeskiller

$$p_{fin,ofte,etg} = g_{k,etg} \cdot (1 + k_{def}) + q_{nytte} \cdot (\psi_{1,nytte} + \psi_{2,nytte} \cdot k_{def})$$

$$p_{fin,ofte,tak} = 2,3 \cdot (1 + 0,85) + 2,0 \cdot (0,5 + 0,3 \cdot 0,85) = 5,77 \frac{kN}{m}$$

For kontroll av nedbøyning benyttes Timoshenkos metode, gjengitt i KL-trähandbok (2017). Som i bruddgrensekontroll betraktes dekket som en bjelke, og generelt blir nedbøyningen gitt som

$$w = \int \frac{M\bar{M}}{EI_{net}} dx + \int \frac{V\bar{V}}{GA_s} dx$$

Som for en fritt opplagt bjelke med spennvidde L og jevnt fordelt last q gis ved

$$w_{midt,q} = \frac{5}{384} \cdot \frac{qL}{EI_{net}} + \frac{qL^2 \cdot k}{8 \cdot GA_s}$$

For en punktlast Q vil nedbøyningen i midten gis ved

$$w_{midt,Q} = \frac{1}{48} \cdot \frac{QL^3}{EI_{net}} + \frac{QL}{4 \cdot GA_s}$$

For begge tilfeller er

$$EI_{net} = \sum E_i \cdot I_i + E_i \cdot A_i \cdot a_i^2$$

$$GA_s = \kappa \sum G_i b_i t_i$$

Tabell 16. Verdier for stivheter og dimensjonerende lasttilfeller.

Element	Tak	Etasjeskiller
$EI_{net}$ [Nmm <sup>2</sup> ]	$25,2 \cdot 10^6$	$25,2 \cdot 10^6$
$GA_s$ [N]	$5,98 \cdot 10^6$	$5,98 \cdot 10^6$
$p_{fin,ofte}$ $\frac{kN}{m}$	5,06	5,77
$Q_d$ [kN]	-	3

Tabell 17. Nedbøyning på tak og etasjeskiller.

Element	Tak	Etasjeskiller
Tillatt nedbøyning [mm] $w_{maks}$ $\frac{L}{250}$	38,8	34
Opptredende nedbøyning, jevnt fordelt last [mm] $w_{midt,q}$	26,2	24,3
Opptredende nedbøyning, punktlast [mm] $w_{midt,Q}$	-	2,6

## Referanseliste

- Norske Limtreprodusenters Forening (2015) *Limtreboka*. Tilgjengelig fra: [https://www.moelven.com/globalassets/moelven-limtre/limtreboka\\_2015\\_el2.pdf](https://www.moelven.com/globalassets/moelven-limtre/limtreboka_2015_el2.pdf)
- SINTEF Byggforsk (2003) *Snølast på tak. Dimensjonerende laster*. Tilgjengelig fra: [https://www.byggforsk.no/dokument/216/snoelast\\_paa\\_tak\\_dimensjonerende\\_laster](https://www.byggforsk.no/dokument/216/snoelast_paa_tak_dimensjonerende_laster) (Hentet: 28.03 2021).
- SINTEF Byggforsk (2013) *Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler*. Tilgjengelig fra: [https://www.byggforsk.no/dokument/215/egenlaster\\_for\\_bygningsmaterialer\\_byggevarer\\_og\\_bygningsdeler](https://www.byggforsk.no/dokument/215/egenlaster_for_bygningsmaterialer_byggevarer_og_bygningsdeler) (Hentet: 29.03 2021).
- Standard Norge (2009) *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster*. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=392208>.
- Standard Norge (2010) *Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=436137>.
- Standard Norge (2016) *Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=814847>.
- Standard Norge (2018) *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-3: Allmenne laster - Snølaster*. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1004200>.
- Standard Norge (2019) *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger*. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1015211>.
- Svenskt Trä (2017) *KL-trähandbok. Fakta och projektering av KL-träkonstruksjoner*. Svenskt Trä. Tilgjengelig fra: <https://www.svenskttra.se/siteassets/5-publikationer/pdf/svt-kl-trahandbok-2017.pdf>.