

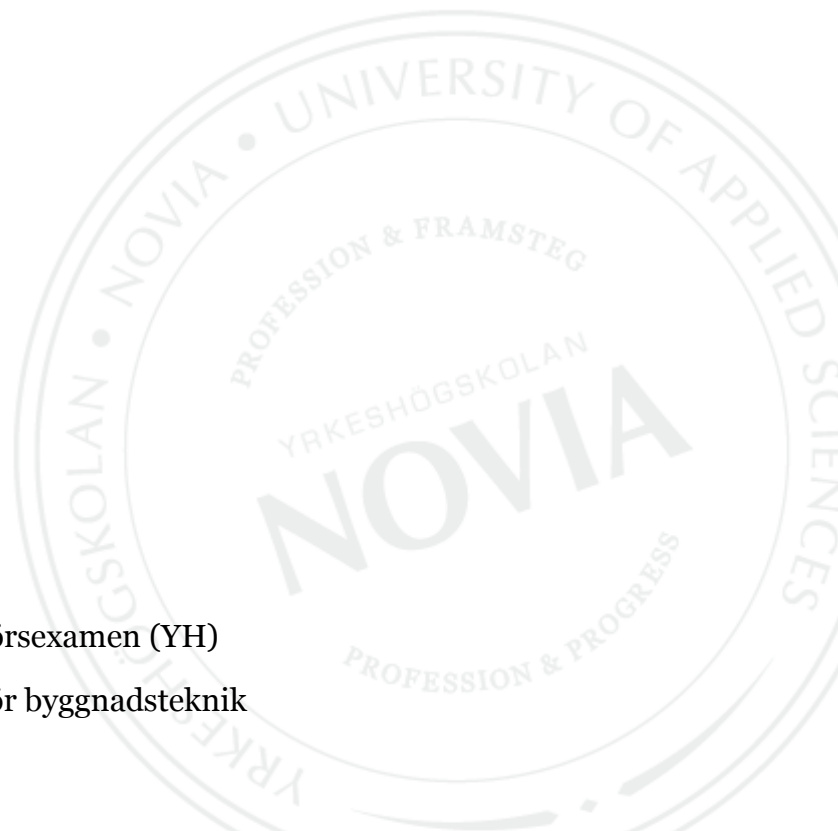
# **European Technical Approval – kapacitetsberäkning för träkonstruktioner**

Fredrik Mattjus

Examensarbete för ingenjörsexamen (YH)

Utbildningsprogrammet för byggnadsteknik

Vasa 2011



## EXAMENSARBETE

Författare: Fredrik Mattjus  
Utbildningsprogram och ort: Byggnadsteknik, Vasa  
Inriktningsalternativ: Konstruktionsteknik  
Handledare: Allan Andersson

Titel: *European Technical Approval – kapacitetsberäkning för träkonstruktioner*

---

Datum: 24.5.2011

Sidantal: 26

Bilagor: 28

---

### Abstrakt

Beställare av detta ingenjörsarbete är VASEK – Vasaregionens Utveckling Ab. Ingenjörsarbetets huvudsakliga syfte har varit att sammanställa kapacitetstabeller över olika konstruktionstyper i trä som finns i egnahemshus. Dessa kapacitetstabeller presenteras i ett European Technical Approval (ETA) dokument, som möjliggör för trähusfabrikanterna som varit involverade i detta ingenjörsarbete att CE-märka sina produkter. Ingenjörsarbetet kan anses som lyckat eftersom beräkningarna har blivit godkända och kapacitetstabellerna är presenterade i ETA-dokumentet.

---

Språk: svenska

Nyckelord: European Technical Approval, dimensionering,  
träkonstruktioner

---

Förvaras: Webbiblioteket Theseus.fi eller i Tritonia, Vasa vetenskapliga bibliotek.

## OPINNÄYTETYÖ

Tekijä: Fredrik Mattjus  
Koulutusohjelma ja paikkakunta: Rakennustekniikka, Vaasa  
Suuntautumisvaihtoehto: Rakennesuunnittelu  
Ohjaaja: Allan Andersson

Nimike: *European Technical Approval – puurakenteiden kapasiteetilaskenta*

---

Päivämäärä: 24.5.2011

Sivumäärä: 26

Liitteet: 28

---

### **Tiivistelmä**

Tämän opinnäytetyön on tilannut VASEK – Vaasanseudun Kehitys Oy. Opinnäytetyön päätavoite on ollut koota kapasiteettitaulukot puisista omakotitaloista, jotka poikkeavat rakenteellisesti toisistaan. Kapasiteettitaulukot esitetään European Technical Approval dokumentissa, mikä mahdollistaa tässä opinnäytetyössä mukana olleille CE-merkinnän laittamisen omiin tuotteisiin. Opinnäytetyö voidaan katsoa onnistuneeksi, koska laskelmat on hyväksytty ja kapasiteettitaulukot on esitetty ETA-dokumentissa.

---

Kieli: ruotsi

Avainsanat: European Technical Approval, puurakenteet,  
mitoitus

---

Arkistoidaan: Ammattikorkeakoulujen verkkokirjastossa Theseus.fi tai Tritoniassa,  
Vaasan tiedekirjasto.

## **BACHELOR´S THESIS**

Author: Fredrik Mattjus  
Degree programme: Construction engineering  
Specialization: Structural design  
Supervisor: Allan Andersson

Title: *European Technical Approval – calculation of the capacity for wood constructions*

---

Date: 24.5.2011

Number of pages: 26

Appendices: 28

---

### **Abstract**

This thesis work was commissioned by VASEK – Vaasa Region Development Company. The main purpose of this thesis has been to compile capacity tables for different types of wood constructions on timber buildings. The capacity tables are presented in a European Technical Approval document which allows the wooden house manufacturers who have been involved in this work to put CE-marking on their products. My Bachelor´s thesis can be considered successful because the calculations have been approved and the capacity tables are presented in the European Technical Approval document.

---

Language: Swedish    Keywords: European Technical Approval, wood construction, design

---

Filed at the web library Theseus.fi or in the Tritonia Academic Library, Vaasa.

# Innehållsförteckning

## Bilageförteckning

1	Inledning.....	1
1.1	Uppdragsgivare.....	1
1.2	European Technical Approval.....	1
1.3	Syfte och målsättning.....	1
2	Tillvägagångssätt.....	2
2.1	Val av arbetsmetod.....	2
2.2	Problemlösning.....	2
2.2.1	Stabilisering av väggenhet.....	2
2.2.2	Vibrationer och svikt hos bjälklag.....	4
2.2.3	Bjälklag med två balkar.....	5
3	Bakomliggande teori.....	5
3.1	Vertikal last för ytterväggar och bärande innerväggar.....	5
3.2	Horisontell last för ytterväggar.....	8
3.3	Vertikal och horisontell last för ytterväggar.....	8
3.4	Stabilitet för ytterväggar.....	10
3.5	Maximal spännvidd för bjälklag med ett eller två spann.....	13
3.6	Maximal spännvidd för bjälklag med två balkar över ett eller två spann.....	18
3.7	Snö- och vindkapacitet för takbalkar.....	19
4	Programmering i Excel.....	20
4.1	Yttervägg.....	21
4.1.1	Vertikal lastkapacitet.....	21
4.1.2	Horisontell lastkapacitet.....	21
4.1.3	Kombinerad vertikal och horisontell lastkapacitet.....	21
4.1.4	Stabilisering av väggenhet.....	21

4.2	Bärande innerväggar .....	22
4.3	Bjälklag.....	22
4.3.1	Maximal spännvidd.....	22
4.4	Tak.....	22
4.4.1	Snö- och vindkapacitet .....	22
4.4.2	Bärförmåga mot punktlast.....	22
5	Stabilisering med porös fiberskiva genom provning.....	23
5.1	SINTEF Byggforsk provningsrapport för Hunton Asphalt Vindtett .....	23
5.1.1	Provobjekt .....	24
5.1.2	Provmetod.....	24
5.1.3	Resultat.....	25
6	Resultat och slutdiskussion.....	26

Källförteckning

Bilagor

## **Bilageförteckning**

- Bilaga 1** Beräkning av vertikal last för väggkonstruktioner
- Bilaga 2** Beräkning av horisontell last för väggkonstruktioner
- Bilaga 3** Beräkning av vertikal och horisontell last för väggkonstruktioner
- Bilaga 4** Beräkning av stabilitet för väggkonstruktioner
- Bilaga 5** Beräkning av maximal spännvidd för bjälklag med ett eller två spann
- Bilaga 6** Beräkning av maximal spännvidd för bjälklag med två balkar över ett och två spann
- Bilaga 7** Beräkning av snö- och vindkapacitet för takbalkar

## **FÖRORD**

Detta ingenjörarbete blev jag erbjuden av VASEK i november 2009. När jag inledde arbetet fanns det många oklarheter över ingenjörarbetets omfattning och innehåll. Men efter hand blev det någorlunda klart vad det hela handlade om. Under arbetets gång har jag varit i kontakt med husfabrikanterna som varit involverade i ingenjörarbetet samt Anders Gustafsson som har granskat beräkningarna.

Nu efteråt kan jag nämna att ingenjörarbetet varit mycket omfattande och krävande men samtidigt väldigt lärorikt och intressant. Jag vill tacka VASEK för detta intressanta och utmanande ingenjörarbete. Dessutom vill jag tacka min handledare Allan Andersson, beräkningsgranskaren Anders Gustafsson på SP Träteknik i Skellefteå samt Joel Björklund som hade påbörjat en del beräkningar.

*Fredrik Mattjus*

# **1 Inledning**

Inledningsvis presenterar jag kort ingenjörsarbetets uppdragsgivare, därefter vad ett European Technical Approval är samt syftet och målsättningen med arbetet.

## **1.1 Uppdragsgivare**

Uppdragsgivare för detta ingenjörsarbete är VASEK – Vasaregionens Utveckling Ab. VASEK är ett regionalt utvecklingsbolag som ägs av åtta kommuner och har som uppgift att verkställa regionala utvecklingsprojekt, producera branschvisa företagstjänster samt att marknadsföra regionen. Initiativet till detta projekt som jag medverkat i har tagits av några österbottniska trähustillverkare. I projektet har sammanlagt tre trähustillverkare deltagit, Simons Element Ab, Oravais Hus Ab samt Heikius Hus Ab.

## **1.2 European Technical Approval**

Ett European Technical Approval (ETA) dokument möjliggör för tillverkaren att lägga CE-märkning på sina produkter. Dokumentet är indelat i flera olika delar, bl.a. statiska beräkningar, som har varit min del. Kraven som ställs för att få ett ETA-dokument är att man skall presentera bärförmågskapaciteter för fyra olika konstruktionstyper genom beräkning eller provning. De som tidigare har gjort dessa beräkningar har följt Eurokodens bestämmelser, vilket jag också har gjort eftersom detta krävs för att få ett ETA-dokument.

## **1.3 Syfte och målsättning**

Syftet och målsättningen med detta ingenjörsarbete har varit att utreda och framställa kapacitetstabeller som beskriver olika konstruktionstypers bärförmågor, så att hustillverkarna som medverkat i detta ingenjörsarbete ska kunna ansöka om ett European Technical Approval (ETA) dokument. Dessa tabeller har framställts med hjälp av en Excel-tillämpning som beräknar bärförmågorna hos ytterväggs-, bärande innerväggs-, bjälklags- och takkonstruktioner.

## **2 Tillvägagångssätt**

### **2.1 Val av arbetsmetod**

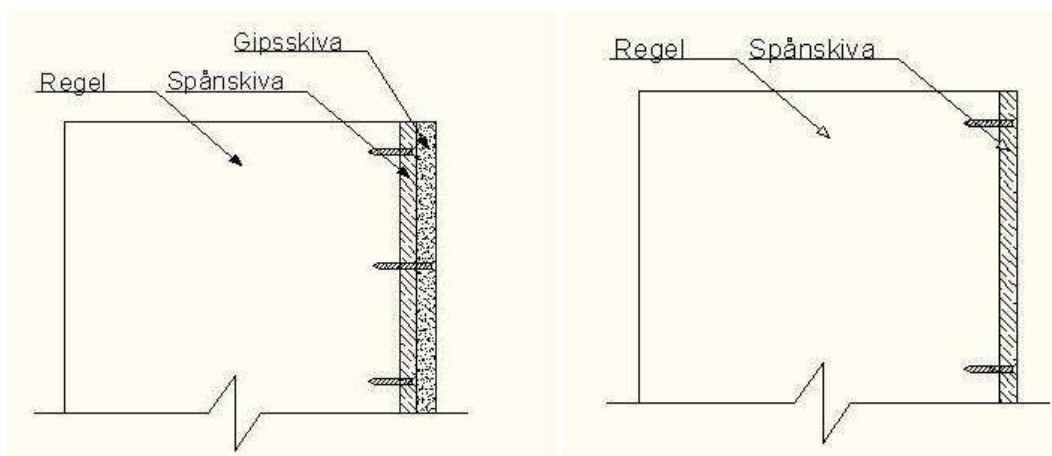
Inledningsvis började jag med att bekanta mig med Eurokoden och tidigare godkända ETA-dokument för att komma in i ämnet. Efter diskussion med min handledare, Allan Andersson, konstaterade vi att en tillämpning i Excel bör göras för att underlätta beräkningarna samt ifyllningen av kapacitetstabellerna. Jag bestämde mig för att först göra beräkningarna i Mathcad så att granskaren, Anders Gustafsson som arbetat på SP Träteknik i Skellefteå, skulle lätt kunna gå igenom mina beräkningar. Dessutom underlättade det mitt arbete när jag skulle programmera i Excel.

### **2.2 Problemlösning**

I detta ingenjörsarbete har jag stött på många svårigheter och krävande problem. För att ta itu med dessa svårigheter och lösa dessa problem har jag först beräknat för hand, sedan har jag gått igenom beräkningarna med min handledare för att höra hans åsikter. Därefter har jag skrivit om dem i Mathcad och skickat dem till granskaren Anders Gustafsson. När beräkningarna har blivit godkända har jag programmerat in dem i Excel. De största utmaningarna och problem jag stött på under detta ingenjörsarbete har varit att beräkna stabilisering av väggenhet och bestämma maximal spännvidd för bjälklag.

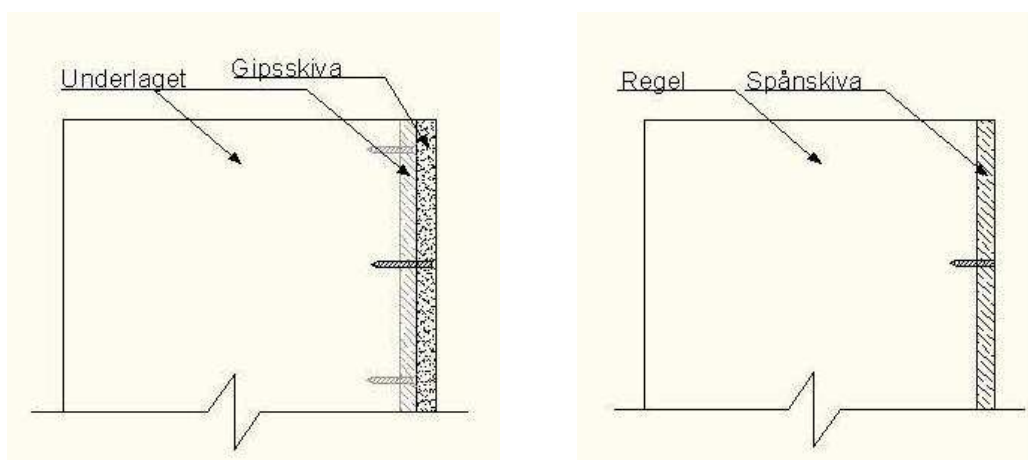
#### **2.2.1 Stabilisering av väggenhet**

I ett ganska tidigt skede stötte jag på problem när jag skulle beräkna stabilisering av väggenhet. En av hustillverkarna använder sig av en väggtyp som har dubbla skivor på insidan. Eftersom man i Eurokoden enbart behandlar väggtyper med enkel skiva på vardera sidan måste man ta fram en rimlig lösning till problemet. Tillsammans med min handledare Allan Andersson kom vi fram till följande förslag till lösning.



Figur 1. Väggen med två skivlag på insidan.      Figur 2. Fall ett, spånskiva fäst i regel.

Väggen består av en spånskiva som inre lag och en gipsskiva som yttre lag, *figur 1*. Spånskivan är fäst i regeln och gipsskivan i spånskivan och regeln, båda skivorna är fästa med skruvar. Tankegången var att man har tre olika fall. I fall ett deltar spånskivan med full kapacitet, man använder som fästdon skruvar så ingen reducering av reffeekten behöver göras.



Figur 3. Fall två, gipsskiva fäst i spånskiva och regel.      Figur 4. Fall tre, gipsskivans skruv hjälper till med att fästa spånskivan.

I fall två deltar 75 % av kapaciteten p.g.a. att man använder sig av olika typer av skivor men samma typer av fästdon. Tankesättet i fall tre är att gipsskivans skruv deltar med att fästa spånskivan. Man har kapat skruvarna mellan skivlagen, reffeekten har lämnats bort, men vi funderade att det ytterligare bör göras en reducering av kapaciteten. Detta förslag sände jag till granskaren Anders Gustafsson för att få höra hans åsikter och synpunkter om. Hans åsikt i detta var att man inte kan addera ihop kapaciteterna för två skivor med olika

förskjutningsmoduler, ifall inte tillverkaren av skivorna kan visa det genom provning eller likvärdig information. Han föreslog att jag skulle behandla väggen så att endast spånskivan deltar på insidan för att gipsskivan i detta fall ger så liten kapacitet.

Ett annat problem som jag hade vid beräkning av väggstabilitet var att jag inte kunde hitta någon hålkantshållfasthetsformel för porösa vindskyddsskivor i den finska Eurokoden. Detta ledde till att jag började söka i den tyskspråkiga Eurokoden. När jag inte fann formeln där heller så antog jag att det inte fanns någon direkt formel för dessa typer av skivor. Jag diskuterade problemet med min handledare samt med granskaren och båda föreslog att jag skulle vända mig till tillverkaren Hunton Fiber AS, som är ett norskt skivtillverkningsföretag. Till all lycka höll Hunton, vid samma tidpunkt som jag tog kontakt med dem, på med att utföra provningar just om detta problem. Efter några veckor skickade Hunton sin rapport till mig.

I rapporten framkom inte någon formel, men jag fick resultaten från deras utförda stabilitetsprovning. Ur deras resultat kunde jag avläsa den maximala horisontella last som kunde påföras på provobjektet. Eftersom deras provobjekt inte hade samma höjd som tillverkarnas ytterväggar blev jag tvungen att lösa ut motsvarande maximala horisontella last för tillverkarnas väggtyper med hjälp av jämviktsformler. Visserligen använde man sig inte av samma dimensioner på fästdonen i provningen som hustillverkarna använder sig av, men efter att jag diskuterat med Anders Gustafsson så kom vi fram till att resultaten är tillräckligt nära sanningen.

### **2.2.2 Vibrationer och svikt hos bjälklag**

Ett väldigt utmanande men intressant problem stötte jag på när jag skulle beräkna vibrationer och svikt för bjälklag. Till att börja med gick jag igenom Eurokoden och sedan även litteratur skrivet av Sven Ohlsson, Svikt, svängningar och styvhet hos bjälklag. När jag gått igenom litteraturen konstaterade jag att detta är väldigt omfattande och tidskrävande. Därför föreslog jag till Anders Gustafsson alternativet att använda mig av ett gratis program som finns tillgängligt på Puuinfos hemsida. Detta program beräknar vibrationer och svikt för bjälklag. Enda kriteriet han hade var att jag tog reda på beräkningsgången bakom programmet. Detta ledde till att jag började gå igenom beräkningarna som var gjorda i Excel och skrev om dem i Mathcad för att sedan skicka dem till Anders Gustafsson. Enligt honom ger programmet rimliga värden och jag kunde

använda mig av det. När jag sedan väl började använda mig av Puuinfos program så märkte jag att värden man fick var inte bra. Jag tog upp ärendet med Tuulia Taanila, som arbetar på VASEK. Vi konstaterade att p.g.a. tidsbrist och hur omfattande mitt ingenjörssarbete hittills har varit att inte presentera resultaten i ETA-dokumentet. Om svikt- och vibrationskontroll krävs i ett ETA-dokument så kan man komplettera med det i ett senare skede.

### **2.2.3 Bjälklag med två balkar**

I ett ganska sent skede ville en av hustillverkarna ha med en ny typ av bjälklag i ETA-dokumentet. Bjälklagstypen används i modulhus och består av två balkar på varandra. Till stor del följer beräkningarna samma princip som bjälklag med en balk, så inga större ändringar behövde göras.

Vid dimensionering mot nedböjning adderade jag ihop de båda balkarnas böjstyvheter, men när jag skulle beräkna dimensionering mot moment kunde jag inte enbart addera ihop balkarnas böjstyvheter. Utan jag tog fram ett förhållande mellan balkarnas böjstyvheter för att kunna bestämma hur stor del av lasten som belastar den övre balken och den undre. När detta var bestämt behandlade jag balkarna som enskilda balkar. Det som jag konstaterade var att den balken som är styvare tar upp större del av lasten.

## **3 Bakomliggande teori**

Detta ingenjörssarbete grundar sig på att man skulle bestämma kapaciteter för olika konstruktionstyper i trä som finns i egnahemshus. De konstruktionstyper som skulle presenteras i ETA-dokumentet var ytterväggar, bärande innerväggar, bjälklag och tak. Beräkningen utfördes i Mathcad och programmerades sedan i Excel.

### **3.1 Vertikal last för ytterväggar och bärande innerväggar**

För att bestämma den vertikala lastkapaciteten för ytterväggar beräknades väggreglarnas bärförmågor. Beräkningarna som utfördes var kontroll mot knäckning och stämpeltryck vid syll och hammarband.

På ett egnahemshus består väggar av skivor på båda sidorna så därför kan antas att reglarna stagas av skivor i veka riktningen. Vid knäckning råder endast tryck, det betyder att följande villkor skall uppfyllas:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} * f_{c,0,d}} \leq 1 \quad (\text{formel 1})$$

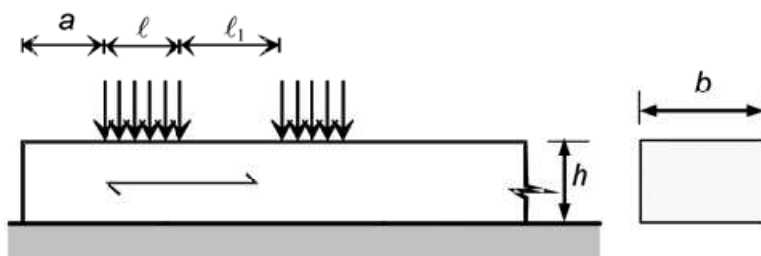
där  $\sigma_{c,0,d}$  är tryckspänning orsakad av normalkraften  $N_{c,d}$   
 $k_{c,y}$  är knäckningskoefficient  
 $f_{c,0,d}$  är materialets tryckhållfasthet i fiberriktningen (dimensionerande värde)

Genom att ta reda på tryckspänningen ur formeln ovan kan bärförmågan för väggregeln bestämmas ur följande:

$$N_{Rd} = \frac{\sigma_{c,0,d} * A}{c_{avst}} \quad (\text{formel 2})$$

där  $N_{Rd}$  är dimensionerande bärförmåga  
 $\sigma_{c,0,d}$  är tryckspänning orsakad av normalkraften  $N_{c,d}$   
 $A$  är regelns tvärsnittsarea  
 $c_{avst}$  är centrumavståndet mellan reglarna

Oftast är det stämpeltrycket som är avgörande vid beräkning av väggreglars bärförmåga mot vertikal last för egnahemshus. Orsaken är att längderna på reglarna är korta och dimensionerna är stora därför har reglarna en stor bärförmåga mot knäckning. Vid beräkning av stämpeltryck har man en verklig kontaktyta som är bredden på regeln, dessutom har man en effektiv kontaktyta. Den effektiva kontaktytan för en väggregel som är mitt på väggen är den verkliga kontaktytan adderat med 30 mm till vardera sidan. För regler som är i hörn gäller inte samma villkor, utan då bestäms den effektiva kontaktytan på följande sätt. Ifall regeln är närmare än 30 mm från vägghörnet adderas de mått med den verkliga kontaktytan och 30 mm till andra sidan. Om det finns en till regel bredvid regeln ifråga så skall man inte använda sig av måttet 30 mm, utan avståndet mellan reglarna dividerat med två.



Figur 5. Stämpeltryck vid syll.

Källa: Puuinfo Eurokod 5 – lyhennetty suunnitteluohje sid 24.

Kontakttrycket ska uppfyllas enligt följande krav:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,\perp} * f_{c,90,d} \quad (\text{formel 3})$$

där  $\sigma_{c,90,d}$  är verkande kontakttryck mellan ytorna, dimensionerande värde

$k_{c,\perp}$  är stämpeltrycksfaktor

$f_{c,90,d}$  är tryckhållfastheten vinkelrätt mot fiberriktningen, dimensionerande värde

Stämpeltrycksfaktorn beräknas ur:

$$k_{c,\perp} = \frac{l_{c,90,ef}}{l} * k_{c,90} \quad (\text{formel 4})$$

där  $l$  är kontaktytans längd i fiberriktningen

$l_{c,90,ef}$  är kontaktytans effektiva längd

$k_{c,90}$  är stämpelfaktor

Bärförmågan beräknas ur:

$$N_{Rd} = \frac{\sigma_{c,90,d} * A}{c_{avst}} \quad (\text{formel 5})$$

där  $N_{Rd}$  är dimensionerande bärförmåga

$\sigma_{c,90,d}$  är verkande kontakttryck mellan ytorna, dimensionerande värde

$A$  är regelns tvärsnittsarea

$c_{avst}$  är centrumavståndet mellan reglarna

Exempel på beräkning av knäckning och stämpeltryck finns i bilaga 1.

### 3.2 Horisontell last för ytterväggar

I ETA-dokumentet skulle redovisas karakteristisk vindkapacitet för ytterväggsreglar. Beräkningen utfördes genom att först bestämma den dimensionerande vindlasten och sedan den karakteristiska vindlasten.

Den dimensionerande vindlasten löses ur följande formel:

$$k_{crit} * f_{m,d} \geq \frac{q_d * \frac{l_c^2}{8}}{W} \quad (\text{formel 6})$$

där  $k_{crit}$  är vippningskoefficient  
 $f_{m,d}$  är böjhållfasthet (dimensionerande värde)  
 $q_d$  är vindlastens dimensionerande värde  
 $l_c$  är längden på regeln  
 $W$  är böjmotstånd

Vindlastens karakteristiska värde fås ur:

$$q_k = \frac{q_d}{1,5 * c_{avst}} \quad (\text{formel 7})$$

där  $q_k$  är vindlastens karakteristiska värde  
 $q_d$  är vindlastens dimensionerande värde  
 $c_{avst}$  är centrumavståndet mellan reglarna

Exempel på beräkning av horisontell last finns i bilaga 2.

### 3.3 Vertikal och horisontell last för ytterväggar

För att bestämma reglarnas bärförmåga mot vertikal och horisontell last har man som utgång två olika lastfall. I lastfall ett har man 100 % vindlast och i lastfall två har man 100 % snölast på ytterväggarna. När man bestämmer reglarnas bärförmåga i lastfall ett har man som okänd faktor dimensionerande tryckspänning. Den dimensionerande tryckspänningen bestäms ur följande formler:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} * f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} * f_{m,d}} \leq 1 \quad (\text{formel 8})$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} * f_{c,0,d}} + k_m * \frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} * f_{m,d}} \leq 1 \quad (\text{formel 9})$$

där  $\sigma_{c,0,d}$  är tryckspänning orsakad av normalkraften  $N_{c,d}$   
 $k_{c,y}$  och  $k_{c,z}$  är knäckningskoefficient  
 $f_{c,0,d}$  är materialets tryckhållfasthet i fiberriktningen (dimensionerande värde)  
 $\sigma_{m,d}$  är kantspänning på grund av moment  
 $k_{crit}$  är vippningskoefficient  
 $f_{m,d}$  är böjhållfasthet (dimensionerande värde)  
 $k_m$  är faktor för skev böjning, för rektangulära tvärsnitt  $k_m = 0,7$

Den formeln som ger det mindre värdet på dimensionerande tryckspänningen används och sätts in i formeln nedan för att bestämma bärförmågan:

$$N_{Rd} = \frac{\sigma_{c,0,d} * A}{c_{avst}} \quad (\text{formel 10})$$

där  $N_{Rd}$  är dimensionerande bärförmåga  
 $\sigma_{c,0,d}$  är tryckspänning orsakad av normalkraften  $N_{c,d}$   
 $A$  är regelns tvärsnittsarea  
 $c_{avst}$  är centrumavståndet mellan reglarna

I lastfall två använder man sig av samma formel som i lastfall ett när man skall bestämma den dimensionerande tryckspänningen. Eftersom man inte har någon vindlast i lastfall två så finns ingen kantspänning på grund av moment,  $\sigma_{m,d} = 0$ . Detta innebär att termen med  $\sigma_{m,d}$  faller bort och formeln för att bestämma dimensionerande tryckspänning blir enligt följande.

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} * f_{c,0,d}} \leq 1 \quad (\text{formel 11})$$

där  $\sigma_{c,0,d}$  är tryckspänning orsakad av normalkraften  $N_{c,d}$   
 $k_{c,y}$  är knäckningskoefficient  
 $f_{c,0,d}$  är materialets tryckhållfasthet i fiberriktningen (dimensionerande värde)

Bärförmågan beräknas ur:

$$N_{Rd} = \frac{\sigma_{c,0,d} * A}{c_{avst}} \quad (\text{formel 12})$$

där  $N_{Rd}$  är dimensionerande bärförmåga

$\sigma_{c,0,d}$  är tryckspänning orsakad av normalkraften  $N_{c,d}$

$A$  är regelns tvärsnittsarea

$c_{avst}$  är centrumavståndet mellan reglarna

Exempel på beräkning av vertikal och horisontell last finns i bilaga 3.

### 3.4 Stabilitet för ytterväggar

Hus som är byggda i trä stabiliseras mot horisontella krafter genom att man utnyttjar väggar samt bjälklag som kraftupptagande styva skivor. För att detta ska fungera bör väggarna ha en sådan bärförmåga och styvhet att de kan överföra såväl skjuvkrafter som vertikala lyft- och tryckkrafter. Dessutom ska krafterna kunna föras neråt till lägre våningar och sedan förankras till grunden. När en vägg utsätts för horisontella krafter uppstår ett roterande moment, detta moment kan tas upp av en vägg som är vinkelrätt mot den stabiliserande väggen.

Man kan bestämma stabiliteten för en vägg på två olika sätt, genom provning eller beräkning. Om man bestämmer stabiliteten av väggenheten genom provning så bygger man upp en väggenhet och påför en kraft i horisontell riktning och ser hur stor kraft man behöver påföra innan väggenheten deformerar. Dessutom har man en vertikal last på hela provobjektet. Vanliga deformationer är att skivorna ger efter vid fästdonens infästning samt att det förekommer förskjutning mellan skivorna.

Vid beräkning av stabilitet för en väggenhet kontrollerar man hur stor kraft som kan påföras i horisontell riktning upptill innan deformationer sker i väggenheten. I de flesta fall är det skivornas och fästdonens kapaciteter som är lägre än virkets. Stor inverkan på resultatet har fästdonen, dvs. om man använder spikar eller skruvar till att fästa skivorna, dessutom har skivans styvhet stor betydelse.

För att kunna beräkna stabiliteten för väggar bör man känna till formeln för hållkanthållfastheten hos skivorna och virket som väggen består av. Som skjuvkapacitet används det lägsta värdet som fås ur följande sex villkor: <sup>1</sup>

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{f_{h,1,k} * t_1 * d}{1 + \beta} * \left[ \sqrt{\beta + 2 * \beta^2 * \left[ 1 + \frac{t_2}{t_1} + \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 * \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta * \left( 1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 1,05 * \frac{f_{h,1,k} * t_1 * d}{2 + \beta} * \left[ \sqrt{2 * \beta * (1 + \beta) + \frac{4 * \beta * (2 + \beta) * M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} * d * t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 1,05 * \frac{f_{h,1,k} * t_2 * d}{1 + 2 * \beta} * \left[ \sqrt{2 * \beta^2 * (1 + \beta) + \frac{4 * \beta * (1 + 2 * \beta) * M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} * d * t_2^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 1,15 * \sqrt{\frac{2 * \beta}{1 + \beta}} * \sqrt{2 * M_{y,Rk} * f_{h,1,k} * d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right.$$

(formel 13)

- där  $F_{v,Rk}$  är karakteristisk skjuvkapacitet  
 $f_{h,1,k}$  är hållkanthållfastheten för skivan  
 $f_{h,2,k}$  är hållkanthållfastheten för materialet  
 $t_1$  är tjockleken på skivan  
 $t_2$  är avståndet som fästdonet tränger in i materialet  
 $d$  är tjockleken på fästdonen  
 $M_{y,Rk}$  är flytmoment för fästdon  
 $\beta$  är förhållandet mellan hållkanthållfastheterna,  $f_{h,2,k} / f_{h,1,k}$   
 $F_{ax,Rk} / 4$  är reperfekten

Andelen av reperfekten som ska tas med i beräkningen är beroende på vilken typ av fästdon som används: <sup>2</sup>

- Runda spikar 15 %
- Fyrkantiga och profilerade spikar 25 %
- Övriga spikar 50 %
- Skruvar 100 %
- Bultar 25 %

<sup>1</sup> EN 1995-1-1 8.2.2(1)

<sup>2</sup> EN 1995-1-1 8.2.2(2)

Enligt SFS-EN 1995-1-1: 9.2.4.2(5) får den dimensionerande skjuvkapaciteten ökas med 1,2. Ifall väggenheten består av olika skivor på in- och utsidan men samma fästdon bör den vekare sidans kapacitet reduceras till 75 % av kapaciteten. Samma sak gäller ifall väggenheten består av samma typer av skivor men olika fästdon. Om skivorna och fästdonen är olika på båda sidorna ska endast 50 % av kapaciteten tas med för den vekare sidan.<sup>3</sup>

Den horisontella kapaciteten för väggen bestäms enligt följande:

$$F_{v,Rd} = \frac{F_{iv,Rd}}{b_i} \quad (\text{formel 14})$$

där

$$F_{iv,Rd} = \frac{F_{t,Rd} * b_i * c_i}{s} \quad (\text{formel 15})$$

där  $F_{v,Rd}$  är väggens dimensionerande skjuvkapacitet per löpmeter

$F_{iv,Rd}$  är väggstrimlans dimensionerande skjuvkapacitet

$F_{t,Rd}$  är fästdonens dimensionerande skjuvkapacitet

$b_i$  är skivans bredd

$b_0$  är skivhöjd / 2

$c_i$  är 1 om  $b_i \geq b_0$  och  $b_i / b_0$  om  $b_i < b_0$

$s$  är avståndet mellan fästdonen

För att beräkna stabilitet med Hunton Asphalt Vintett vindskyddsskivor behövdes en annorlunda beräkning göras p.g.a. att det inte finns någon hålkantshållfasthetsformel för porösa fiberskivor. Ur rapporten över stabilitet som Hunton skickade kunde avläsas provväggens dimensionerande skjuvkraft. Skillnaden var att hustillverkarna har en vägghöjd på 2,7 meter och i provningen hade man använt sig av en vägg som var 2,4 meter hög. För att bestämma en 2,7 meter hög väggs dimensionerande skjuvkapacitet gjordes följande beräkning:

$$F_{iv,Rd1} * l_1 = F_{iv,Rd2} * l_2 \quad (\text{formel 16})$$

där  $F_{iv,Rd1}$  är dimensionerande skjuvkapacitet för en vägg som är 2,4 meter hög

---

<sup>3</sup> EN 1995-1-1: 9.2.4.2(7)

$F_{iv,Rd2}$  är dimensionerande skjuvkapacitet för en vägg som är 2,7 meter hög

$l_1$  är höjden på väggen i provningen, 2,4 meter

$l_2$  är höjden på hustillverkarnas väggar, 2,7 meter

Exempel på beräkning av stabilitet finns i bilaga 4.

### 3.5 Maximal spännvidd för bjälklag med ett eller två spann

När man beräknar maximal spännvidd ska man kontrollera golvbalkarna mot moment, nedböjning och tvärkraft. I ETA-dokumentet har varje bjälklagstyp fyra olika spännvidder, p.g.a. att det ska beräknas med egenvikterna 0,5, 1,0, 1,5 och 2,0 kN/m<sup>2</sup> för bjälklaget. Dessutom har man en nyttolast på 2,0 kN/m<sup>2</sup>. Dimensionering mot nedböjning för bjälklag med två spann som har utförts gäller balkar som har lika långa spännvidder till vardera sidan om mittstödet.

Dimensionering mot moment utförs på samma sätt för bjälklag med ett eller två spann:

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} * f_{m,d} \quad (\text{formel 17})$$

där  $\sigma_{m,d}$  är kantspänning orsakad av moment

$k_{crit}$  är vippningskoefficient

$f_{m,d}$  är dimensionerande böjhållfasthet

Ur formel 17 härleds följande för att bestämma maximal spännvidd vid dimensionering mot moment:

$$L = \sqrt{\frac{k_{crit} * f_{m,d} * W * 8}{q_d}} \quad (\text{formel 18})$$

där  $L$  är spännvidden för golvbalkarna

$k_{crit}$  är vippningskoefficient

$f_{m,d}$  är dimensionerande böjhållfasthet

$W$  är böjmotstånd

$q_d$  är dimensionerande last

Den tillåtna gränsen för nedböjning i ETA-dokumentet är  $L/300$ . Dimensionering mot nedböjning för ett spann utförs enligt följande: <sup>4</sup>

$$W_{net,fin} = (1 + k_{def}) * W_{inst,G} + (1 + 0,3 * k_{def}) * W_{inst,nyttto} \quad (\text{formel 19})$$

där

$$W_{inst} = \frac{5 * q * L^4}{384 * E_{mean} * I} \quad (\text{formel 20})$$

där  $W_{net,fin}$  är slutlig nedböjning  
 $k_{def}$  är kryptal för klimatklass  
 $W_{inst}$  är momentan nedböjning  
 $q$  är lasten  
 $L$  är spännvidden för golvbalkarna  
 $E_{mean}$  är elasticitetsmodul  
 $I$  är tröghetsmoment

Ur formlerna ovan härleds följande uttryck för spännvidden:

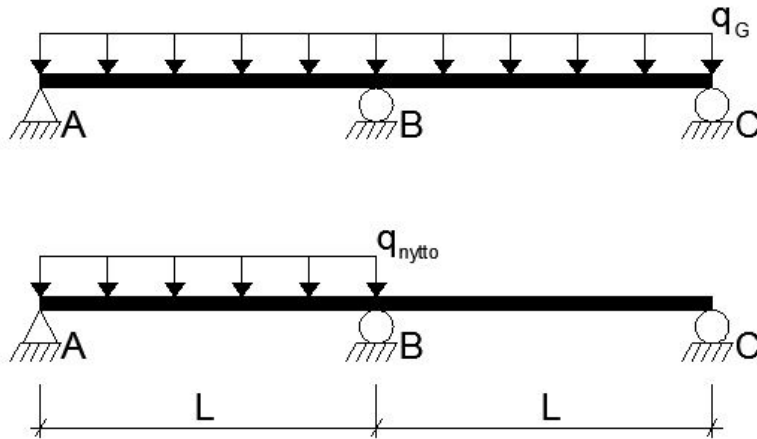
$$L = \sqrt[3]{\frac{1}{300} \frac{1}{(1 + k_{def}) * \frac{5 * q_G * c_{avst}}{384 * E_{mean} * I} + (1 + 0,3 * k_{def}) * \frac{5 * q_{nyttto} * c_{avst}}{384 * E_{mean} * I}}} \quad (\text{formel 21})$$

där  $L$  är spännvidden för golvbalkarna  
 $k_{def}$  är kryptal för klimatklass  
 $q_G$  är last på grund av egenvikten  
 $q_{nyttto}$  är last på grund av nyttolasten  
 $c_{avst}$  är centrumavståndet mellan golvbalkarna  
 $E_{mean}$  är elasticitetsmodul  
 $I$  är tröghetsmoment

---

<sup>4</sup> EN 1995-1-1 7.2(2)

För bjälklag som har två identiska spann, d.v.s. längderna till båda sidorna om mittstödet är lika långa sträcker sig egenvikten över hela balkens längd medan nyttolasten är endast över ena spannet enligt figur 6. På så sätt blir faktorn  $k$  som är nedböjningskoefficient enligt lasttyp 0,54 för egenvikten och 0,92 för nyttolasten.



Figur 6. Balk med två identiska spann, egenvikt över hela balken och nyttolast över ena spannet.

Dimensionering mot nedböjning för två spann på följande sätt:

$$W_{inst} = k * \frac{q * L^4}{100 * E_{mean} * I} \quad (\text{formel 22})$$

där  $W_{inst}$  är momentan nedböjning

$k$  är nedböjningskoefficient enligt lasttyp

$q$  är lasten

$L$  är spannvidden för golvbalkarna

$E_{mean}$  är elasticitetsmodul

$I$  är tröghetsmoment

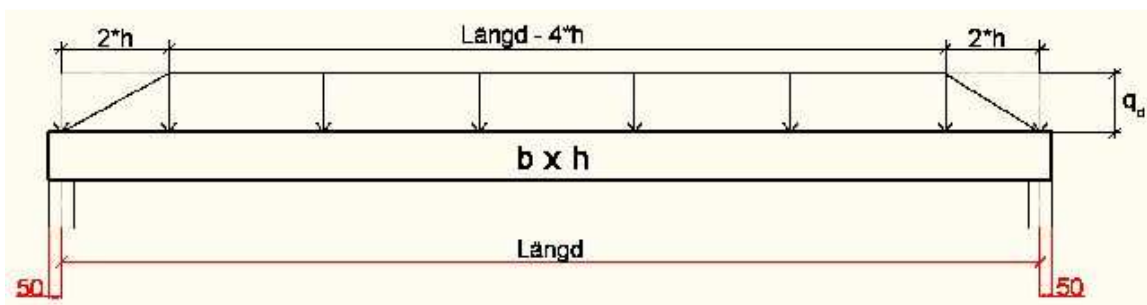
Uttryck för maximal spannvidd för balkar över två spann:

$$L = \sqrt[3]{\frac{\frac{1}{300}}{(1 + k_{def}) * k_G * \frac{q_G * c_{avst}}{100 * E_{mean} * I} + (1 + 0,3 * k_{def}) * k_{nytto} * \frac{q_{nytto} * c_{avst}}{100 * E_{mean} * I}}}$$

(formel 23)

där  $L$  är spännvidden för golvbalkarna  
 $k_{def}$  är kryptal för klimatklass  
 $k$  är nedböjningskoefficient enligt lasttyp  
 $q_G$  är last på grund av egenvikten  
 $q_{nytt}$  är last på grund av nyttolasten  
 $c_{avst}$  är centrumavståndet mellan golvbalkarna  
 $E_{mean}$  är elasticitetsmodul  
 $I$  är tröghetsmoment

Vid dimensionering mot tvärkraft har balken en verklig bredd och en effektiv bredd. För massivt virke och limträ i klimatklass 1 används en reducerad balkbredd vid kontroll mot skjuvning. Den reducerade balkbredden fås genom att multiplicera balkbredden med reduceringsfaktorn som är  $k_{cr}=0,67$ .<sup>5</sup>



Figur 7. Balk med last, arean av lasten bestäms enligt figuren.

Spännvidden för balkar bestäms enligt följande:

$$\tau_d = \frac{1,5 \cdot V_{Ed}}{b_{ef} \cdot h} \leq f_{v,d} \quad (\text{formel 24})$$

där

$$V_{Ed} = \frac{A_{last}}{2} \quad (\text{formel 25})$$

där  $\tau_d$  är skjuvspänningen

$V_{Ed}$  är tvärkraft

<sup>5</sup> EN 1995-1-1 6.1.7(2)

$b_{ef}$  är balkens effektiva bredd

$h$  är balkens höjd

$A_{last}$  är arean av lasten

$$A_{last} = q_d * (L - 2 * h) \quad (\text{formel 26})$$

där  $q_d$  är den dimensionerande lasten

$L$  är balklängden

$h$  är balkhöjden

Ur formlerna ovan härleds följande uttryck för spännvidden:

$$L = \frac{4}{3} * \frac{(f_{v,d} * b_{ef} * h)}{q_d} + 2 * h \quad (\text{formel 27})$$

där  $L$  är spännvidden för golvbalkarna

$f_{v,d}$  är dimensionerande skjuvhållfasthet

$b_{ef}$  är balkens effektiva bredd

$h$  är balkens höjd

$q_d$  är lasten

Den maximala spännvidden vid dimensionering mot tvärkraft över två spann fås ur följande härledda formel:

$$L = \frac{8}{5} * \left( \frac{2}{3} * \frac{f_{v,d} * b_{ef} * h}{q_d} + h \right) \quad (\text{formel 28})$$

där  $L$  är spännvidden för golvbalkarna

$f_{v,d}$  är dimensionerande skjuvhållfasthet

$b_{ef}$  är balkens effektiva bredd

$h$  är balkens höjd

$q_d$  är lasten

Exempel på beräkning av maximal spännvidd för bjälklag med ett eller två spann finns i bilaga 5.

### 3.6 Maximal spännvidd för bjälklag med två balkar över ett eller två spann

Vid tillverkning av volymhus har mellanbjälklaget i vissa fall två balkar på varandra. Dessa balkar är inte fästa något nämnvärt i varandra så det råder ingen samverkan mellan balkarna. Man kan inte endast addera ihop båda balkarnas spännvidder. Efter diskussion med min handledare Allan Andersson kom vi fram till ett logiskt och rimligt alternativ till lösning på problemet. Vid dimensionering mot moment och tvärkraft delas den dimensionerande lasten upp enligt balkarnas böjstyvheter, den styvare balken tar större del av lasten och vid dimensionering mot nedböjning adderas balkarnas böjstyvheter ihop. Dimensionering mot moment för två balkar över ett och två spann görs enligt följande:

Lasten delas upp enligt balkarnas böjstyvheter.

$$q_{d1} = \frac{EI_1}{EI_1 + EI_2} * q_{d,tot} \quad (\text{formel 29})$$

$$q_{d2} = q_{d,tot} - q_{d1} \quad (\text{formel 30})$$

där  $q_{d1}$  är dimensionerande lasten på den övre balken

$q_{d2}$  är dimensionerande lasten på den undre balken

$q_{d,tot}$  är den totala dimensionerande lasten

$EI_1$  är den övre balkens böjstyvhet

$EI_2$  är en undre balkens böjstyvhet

Bjälklagets spännvidd är den mindre av följande två formler:

$$L_1 = \sqrt{\frac{k_{crit} * f_{m,d1} * W_1 * 8}{q_{d1}}} \quad (\text{formel 31})$$

$$L_2 = \sqrt{\frac{k_{crit} * f_{m,d2} * W_2 * 8}{q_{d2}}} \quad (\text{formel 32})$$

där  $L_1$  är spännvidden för den övre balken

$L_2$  är spännvidden för den undre balken

$k_{crit}$  är vippningskoefficient

$f_{m,d1}$  är dimensionerande böjhållfasthet för den övre balken

$f_{m,d2}$  är dimensionerande böjhållfasthet för den undre balken

$W_1$  är den övre balkens böjmotstånd

$W_2$  är den undre balkens böjmotstånd

$q_{d1}$  är dimensionerande lasten på den övre balken

$q_{d2}$  är dimensionerande lasten på den undre balken

Vid dimensionering mot nedböjning för bjälklag med två balkar över ett och två spann adderas balkarnas böjstyvheter ihop. Därefter bestäms den maximala spännvidden på samma sätt som för bjälklag med endast en balk, enligt formel 21 för ett spann och formel 23 för två spann.

Beräkningen för maximal spännvidd vid dimensionering mot tvärkraft för bjälklag med två balkar utförs på samma sätt som för bjälklag med en balk. Formel 27 används för balkar över ett spann och formel 28 används för balkar över två spann. Skillnaden är att man delar upp den dimensionerande lasten enligt formel 29 och formel 30. Därefter beräknas två olika spännvidder och den mindre av spännvidderna används.

Exempel på beräkning av maximal spännvidd för bjälklag med två balkar över ett och två spann finns i bilaga 6.

### 3.7 Snö- och vindkapacitet för takbalkar

Takbalkarnas kapaciteter bestäms genom att man anger takbalkarnas längder. I ETA-dokumentet anges längderna från 3,0–4,2 meter med 0,2 meters intervall. Den dimensionerande lasten fås enligt följande:

$$q_d = \frac{k_{crit} * f_{m,d} * W * 8}{L^2 * c_{avst}} \quad (\text{formel 33})$$

där  $q_d$  är den dimensionerande lasten

$k_{crit}$  är vippningskoefficient

$f_{m,d}$  är dimensionerande böjhållfasthet

$W$  är balkens böjmotstånd

$L$  är takbalkens spännvidd

$c_{avst}$  är centrumavståndet mellan takbalkarna

Exempel på beräkning av snö- och vindkapacitet för takbalkar finns i bilaga 7.

## 4 Programmering i Excel

Orsaken till att jag valde göra en Excel-tillämpning var för att jag hade tidigare erfarenhet av programmet samt att det är ett populärt program. Programmet är användarvänligt och enkelt uppbyggt så det lätt skall gå att göra ändringar och vidareutveckla. Funktionerna som använts i Excel-tillämpningen är främst vlookup och combo-boxar. Framställningen av detta program har varit det mest tidskrävande momentet i mitt ingenjörsarbete.

Med programmet kan man göra kapacitetsberäkningar för fyra olika konstruktionstyper, ytterväggar, bärande innerväggar, bjälklag och tak. Det som skulle presenteras i ETA-dokumentet var för ytterväggar vertikal lastkapacitet, horisontell lastkapacitet, kombinerad vertikal och horisontell lastkapacitet och stabilisering av väggenhet. Den maximala spännvidden skulle presenteras för bjälklagen och för taket snö- och vindkapaciteten.

Max tillåten spännvidd:							
Över ett spann:				Över två spann:			
Dimensionering mot moment:				Dimensionering mot moment:			
Materialklass:	C24	Materialklass:	C24	Materialklass:	C24	Materialklass:	C24
Varaktighetsklass:	Medellång	Varaktighetsklass:	Medellång	Varaktighetsklass:	Medellång	Varaktighetsklass:	Medellång
Egenvikt, g:	0,5 kN/m <sup>2</sup>	Egenvikt, g:	0,5 kN/m <sup>2</sup>	Egenvikt, g:	0,5 kN/m <sup>2</sup>	Egenvikt, g:	0,5 kN/m <sup>2</sup>
Nytto last, q:	2 kN/m <sup>2</sup>	Nytto last, q:	2 kN/m <sup>2</sup>	Nytto last, q:	2 kN/m <sup>2</sup>	Nytto last, q:	2 kN/m <sup>2</sup>
c/c:	600 mm	c/c:	600 mm	c/c:	600 mm	c/c:	600 mm
Mått på regel:	Bredd= 42 mm Höjd= 198 mm	Mått på regel:	Bredd= 42 mm Höjd= 198 mm	Mått på regel:	Bredd= 42 mm Höjd= 198 mm	Mått på regel:	Bredd= 42 mm Höjd= 198 mm
Max spännvidd:	L ≤ 3746,56 mm	Max spännvidd:	L ≤ 3746,56 mm	Max spännvidd:	L ≤ 3746,56 mm	Max spännvidd:	L ≤ 3746,56 mm
Dimensionering mot nedböjning L/300:				Dimensionering mot nedböjning L/300:			
Klimatklass:	Klimatklass 1	Klimatklass:	Klimatklass 1	Klimatklass:	Klimatklass 1	Klimatklass:	Klimatklass 1
Max spännvidd:	L ≤ 3429,94 mm	Max spännvidd:	L ≤ 3995,39 mm	Max spännvidd:	L ≤ 3995,39 mm	Max spännvidd:	L ≤ 3995,39 mm
Dimensionering mot tvärkraft:				Dimensionering mot tvärkraft:			
Max spännvidd:	L ≤ 5343,69 mm	Max spännvidd:	L ≤ 4274,95 mm	Max spännvidd:	L ≤ 4274,95 mm	Max spännvidd:	L ≤ 4274,95 mm
	L ≤ 3430 mm		L ≤ 3747 mm		L ≤ 3747 mm		L ≤ 3747 mm

Figur 8. Beräkning av maximal spännvidd över ett och två spann, bild ur Excel-programmet.

## **4.1 Yttervägg**

För ytterväggar skulle i ETA-dokumentet presenteras vertikal lastkapacitet, horisontell lastkapacitet, kombinerad vertikal och horisontell lastkapacitet samt stabilisering av väggenhet.

### **4.1.1 Vertikal lastkapacitet**

Programmet beräknar reglarnas bärförmåga genom att dimensionera reglarna mot knäckning och stämpeltryck. Inputvärden som man ska ge är materialklass, varaktighetsklass, måtten på regeln och centrumavståndet mellan reglarna i väggen. I kapacitetstabellen presenteras fyra kapacitetsvärden för varje ytterväggstyp, materialklasserna C18 och C24 med varaktighetsklasserna medellång varaktighet och momentan varaktighet.

### **4.1.2 Horisontell lastkapacitet**

Inputvärden som man ska ge är de samma som vid beräkning av vertikal lastkapacitet. Det som skulle presenteras i kapacitetstabellerna i ETA-dokumentet är hur stor karakteristisk vindlast som väggen klarar av, detta för regler av materialklasserna C18 och C24.

### **4.1.3 Kombinerad vertikal och horisontell lastkapacitet**

Vid beräkning av kombinerad vertikal och horisontell lastkapacitet dimensionerar man regeln mot två lastfall, 100 % snö och 100 % vind. Man anger som input regelns materialklass, måtten på regeln samt karakteristisk vindlast. I kapacitetstabellen ska presenteras för varje väggtyp materialklasserna C18 och C24 samt karakteristisk vindlast från 0,6–2,4 kN/m<sup>2</sup>.

### **4.1.4 Stabilisering av väggenhet**

Med programmet kan man bestämma horisontell kapacitet samt stödreaktionerna för väggen. Som inputvärden ska man ge vilken typ av skiva som används, vilken typ av fästdon som skivan är fäst med, fästdonens dimensioner och centrumavstånd samt skivans mått och tjocklek. Detta görs för både insidan och utsidan av väggen.

## **4.2 Bärande innerväggar**

För bärande innerväggar skulle endast vertikal lastkapacitet bestämmas. Detta görs enligt samma metod som för ytterväggar.

## **4.3 Bjälklag**

Det som skulle presenteras för bjälklag i ETA-dokumentet var maximal spännvidd för golvbalkar med ett och två spann. Dessutom går det att bestämma med programmet maximala spännvidder för bjälklag som består av två golvbalkar på varandra. Man kan beräkna spännvidder för bottenbjälklag och mellanbjälklag.

### **4.3.1 Maximal spännvidd**

Programmet dimensionerar golvbalkarna mot moment, mot nedböjning och mot tvärkraft. Som inputvärden ges materialklass, varaktighetsklass, egenvikt, nyttolast, centrumavstånd mellan balkarna, balkdimension samt klimatklass. I kapacitetstabellerna presenteras maximal spännvidd för bjälklag med egenvikter från 0,5–2,0 kN/m<sup>2</sup> och en nyttolast på 2 kN/m<sup>2</sup>.

## **4.4 Tak**

För takbalkar ska i ETA-dokumentet presenteras snö- och vindkapaciteten. Takbalkarna behandlades som tvåstödsbalkar.

### **4.4.1 Snö- och vindkapacitet**

Snö- och vindkapaciteten bestäms genom att man ger som inputvärden materialklass, varaktighetsklass, centrumavstånd mellan takbalkarna och måtten på takbalken. I kapacitetstabellen ger man olika längder på takbalken från 3,0–4,2 m.

### **4.4.2 Bärförmåga mot punktlast**

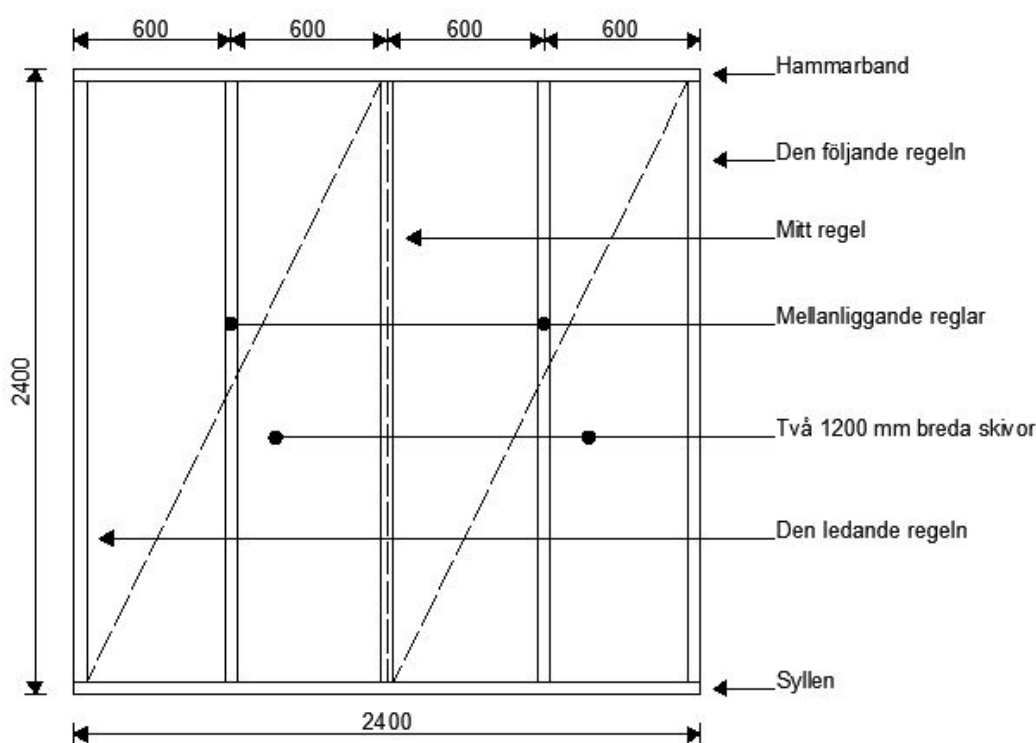
I programmet kan man också bestämma takläktarnas kapaciteter mot punktlast på taket. Som inputvärden ges materialklass, varaktighetsklass samt måtten på läkten.

## 5 Stabilisering med porös fiberskiva genom provning

Under ingenjörarbetets gång var jag i kontakt med Hunton Fiber AS, som är ett norskt skivtillverkningsföretag. Orsaken till att jag kontaktade dem var att jag behövde veta vilken hållkanthållfasthet deras porösa fiberskivor som används som vindsyddsskivor har. Vid samma tidpunkt hade Hunton tagit kontakt med forskningsinstitutet SINTEF Byggeforsk för att utföra provningar på deras skivor.

### 5.1 SINTEF Byggeforsk provningsrapport för Hunton Asphalt Vindtett

SINTEF Byggeforsk blev kontaktade av Hunton Fiber AS för att utföra stabilitetsprovning för Hunton Asphalt Vindtett vindsyddsskivor. För att ta reda på skivornas medverkan vid stabilitet är det nödvändigt att känna till skivornas egenskaper. Hunton Asphalt Vindtett är vindsyddsskivor impregnerade med bitumen. Standardlängden för skivorna är 2700 mm och 3000 mm, med en standardbredd på 1200 mm. Skivorna har antingen raka kanter på alla sidor eller spontade kanter på långsidorna.<sup>6</sup>



Figur 9. Provobjektet som användes vid bestämningen av horisontell kapacitet för porösa träfiberskivor.

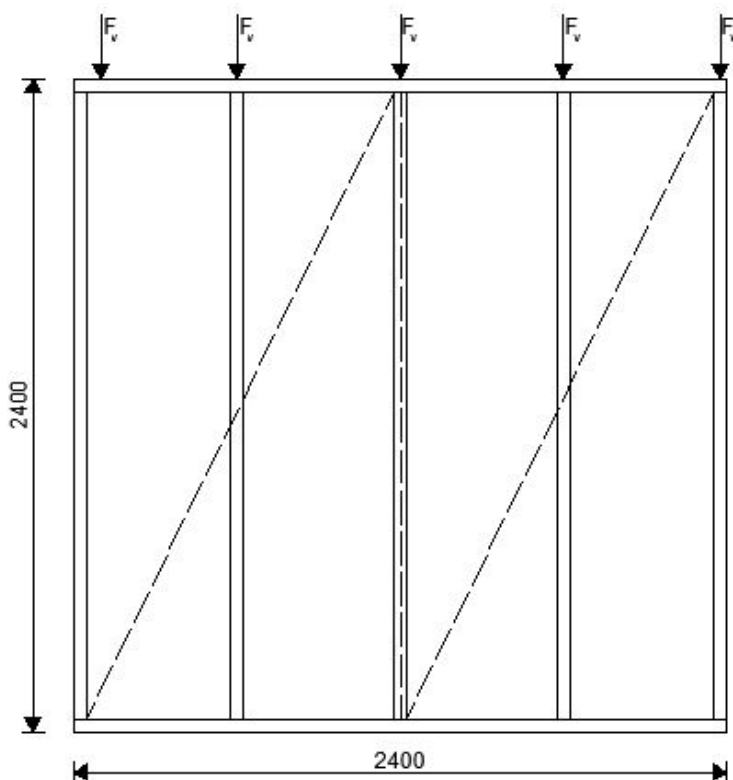
<sup>6</sup> SINTEF Byggeforsk oppdragsrapport 9.7.2010, s. 2

### 5.1.1 Provobjekt

Skivorna blev monterade på en standardvägg av storleken 2,4 x 2,4 m (höjd x bredd), *se figur 9*. Provobjektet bestod av stomvirke 48 x 98 mm av kvaliteten C24 och två Hunton Asfalt Vindtett skivor. Reglarna är monterade på c/c 600 mm och är fästa genom syll och hammarband med två stycken spikar i vardera ändorna. Skivorna blev monterade stående 3 mm från varandra enligt Hunttons monteringsanvisningar och är infästa med spikar, längs skivkanten är spikarna på c/c 100 mm och i mitten på c/c 250 mm. <sup>7</sup>

### 5.1.2 Provmetod

Provningen utfördes enligt standardversionen prEN 594 februari 2010. Fiberskivornas levererades med längden 2440 mm, de blev avkortade till 2400 mm för att få provobjektet enligt standarden prEN 594. Syllen blev fastklämd i testanordningen med skruvtvingar för att hållas på plats. Varje regel belastades med en vertikal belastning på 1 kN, *se figur 10*. Denna belastning upprätthölls under hela provningen. Dessutom belastades provobjektet med en horisontell last upptill på väggen. <sup>8</sup>



Figur 10. Placering av vertikallast,  $F_v$ .

<sup>7</sup> SINTEF Byggforsk oppdragsrapport 9.7.2010, s. 2

<sup>8</sup> SINTEF Byggforsk oppdragsrapport 9.7.2010, s. 3

### 5.1.3 Resultat

Resultaten som man fick från provningen registrerades av en dataloggare. Visuellt kunde man se att syllen och reglarna blev tryckta från varandra. Dessutom kunde konstateras att det skett en del deformationer, som vertikal förskjutning mellan skivorna, *se figur 11*, samt att spikarna har dragits ut p.g.a. drag- och tryckkrafterna som uppstod, *se figur 12*.<sup>9</sup>



Figur 11. *Förskjutning mellan skivorna.*

Källa: SINTEF Byggforsk oppdragsrapport 9.7.2010



Figur 12. *Utrivning av spikar p.g.a. drag- och tryckkrafter.*

Källa: SINTEF Byggforsk oppdragsrapport 9.7.2010

---

<sup>9</sup> SINTEF Byggforsk oppdragsrapport 9.7.2010, s. 4

## 6 Resultat och slutdiskussion

Målsättningen med ingenjörskapet uppfylldes d.v.s. beräkningarna blev godkända, kapacitetstabellerna blev klara och presenterade i ETA-dokumentet. Dessutom framställdes ett fungerande program i Excel över beräkningarna.

Ingenjörskapet har varit väldigt omfattande och krävande men tillika väldigt intressant. Till stor del har jag haft nytta av det som jag lärt mig i skolan, men jag har även lärt mig mycket nytt om beräkning av träkonstruktioner. Som tidigare framkommit har en av de största utmaningarna i detta ingenjörskapet varit att beräkna stabilitet för väggkonstruktioner. Nu i efterhand är jag tacksam över att det var en del av mitt ingenjörskapet, för jag har fått kunskap inom ett område som tidigare varit någorlunda obekant för mig.

Idén med att göra en tillämpning i Excel var en lyckad lösning, inte enbart för att jag haft nytta av programmet under tiden som jag gjort ingenjörskapet, utan jag kan även se mig använda programmet i framtiden. För tillfället har jag inga planer på att vidareutveckla programmet, men ifall en komplettering skulle göras kunde man ta tag i vibrationskontroll för bjälklag. Detta p.g.a. att det intresserar mig mycket och vibrationskontroll av bjälklag är i dagens läge viktigt.

Som en sista kommentar kan nämnas att användningen av beräkningarna som finns i ingenjörskapet är på användarens eget ansvar, skribenten tar inget ansvar ifall beräkningarna används till något annat ändamål än till detta ingenjörskapet.

## Källförteckning

Carling Olle (1992)

*Dimensionering av träkonstruktioner*

ISBN: 91-7332-608-9

Eurocode 1: Rakenteiden kuormat

SFS-EN 1991-1:2004

Suomen Standardisoimisliitto SFS

+ Nationell bilaga till standard SFS-EN 1991:2007

Eurocode 5: Puurakenteiden suunnittelu

SFS-EN 1995-1-1:2004 + A1:2008 + AC:2006

Suomen Standardisoimisliitto SFS

+ Nationell bilaga till standard SFS-EN 1995-1-1:2007

Eurokoodi 5 – lyhennetty suunnitteluohje, päivitetty 6.5.2011

<http://www.puuinfo.fi/rakentaminen/eurokoodit/eurokoodi-5-lyhennetty-ohje-puurakenteiden-suunnittelu>

(Läst. 10.5.2011)

SINTEF Byggforsk

Oppdragsrapport 9.7.2010

Hunton fiber – Prøvning av avstiftningskapaciteten for asfaltimpregnerte poröse trefiberplater

**Kontroll av väggreglar, knäckning**

C24, 42x220 mm

$$\begin{array}{lll}
 b := 42\text{mm} & E_{0.05} := 6000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & k_{\text{mod}} := 0.8 \\
 h := 220\text{mm} & & \gamma_m := 1.4 \\
 l_c := 2700\text{mm} & f_{c.0.k} := 21 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & \beta_c := 0.2 \\
 c_{\text{avst}} := 600\text{mm} & & 
 \end{array}$$

$$f_{c.0.d} := k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{c.0.k}}{\gamma_m} = 12 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

-reglarna stagas av skivor i veka riktningen:

$$\lambda_y := \frac{l_c}{h} \cdot \sqrt{12} = 42.514$$

$$\lambda_{\text{rel.y}} := \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c.0.k}}{E_{0.05}}} = 0.801$$

$$k_y := 0.5 \cdot \left[ 1 + \beta_c \cdot (\lambda_{\text{rel.y}} - 0.3) + \lambda_{\text{rel.y}}^2 \right] = 0.871$$

$$k_{c.y} := \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{\text{rel.y}}^2}} = 0.825$$

-endast tryck:

$$\frac{\sigma_{c.0.d}}{k_{c.y} \cdot f_{c.0.d}} \leq 1$$

$$\sigma_{c.0.d} := 1 \cdot k_{c.y} \cdot f_{c.0.d} = 9.898 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

-bärförmåga:

$$N_{\text{Rd}} := \frac{\sigma_{c.0.d} \cdot b \cdot h}{c_{\text{avst}}} = 152.423 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

**Kontroll av väggreglar, stämpeltryck**

C24, 42x220 mm

$$l_r := 42 \quad k_{\text{mod}} := 0.8$$

$$b_r := 220 \quad f_{c90k} := 2.5$$

$$c_{\text{avst}} := 600 \quad \gamma_m := 1.4$$

$$f_{c90d} := k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{c90k}}{\gamma_m} = 1.429$$

$$\sigma_{c.90.d} \leq k_{c.I} \cdot f_{c.90.d} \quad k_{c.I} = \frac{l_{c.ef}}{l_r} \cdot k_{c.90.s}$$

- den effektiva kontaktytan får enligt:

$$l_{c.ef} := 30 + l_r + 30 = 102$$

Syll:

$$k_{c90.1} := 1.25$$

$$k_{c.I.1} := \frac{l_{c.ef}}{l_r} \cdot k_{c90.1} = 3.036$$

$$\sigma_{c90d.1} := k_{c.I.1} \cdot f_{c90d} = 4.337$$

Hammarband:

$$k_{c90.2} := 1.5$$

$$k_{c.I.2} := \frac{l_{c.ef}}{l_r} \cdot k_{c90.2} = 3.643$$

$$\sigma_{c90d.2} := f_{c90d} \cdot k_{c.I.2} = 5.204$$

- bärförmåga vid syll:

$$N_{Rd.1} := \frac{\sigma_{c90d.1} \cdot l_r \cdot b_r}{c_{\text{avst}}} = 66.78 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

- bärförmåga vid hammarband:

$$N_{Rd.2} := \frac{\sigma_{c90d.2} \cdot l_r \cdot b_r}{c_{\text{avst}}} = 80.14 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$N_{Rd} := \min(N_{Rd.1}, N_{Rd.2}) = 66.78 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

**Kontroll av väggreglar, horisontell last**

C24, 42x220 mm

$$\begin{aligned}
 b &:= 42\text{mm} & k_{\text{mod}} &:= 1.1 & f_{\text{m,k}} &:= 21 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\
 h &:= 220\text{mm} & \gamma_{\text{m}} &:= 1.4 \\
 \underline{\underline{L}} &:= 2700\text{mm} & k_{\text{crit}} &:= 1 \\
 c_{\text{avst}} &:= 600\text{mm}
 \end{aligned}$$

$$f_{\text{m,d}} := k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{\text{m,k}}}{\gamma_{\text{m}}} = 16.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\underline{\underline{W}} := \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 = 3.388 \times 10^5 \cdot \text{mm}^3$$

$$q_{\text{d}} := \frac{k_{\text{crit}} \cdot f_{\text{m,d}} \cdot \underline{\underline{W}} \cdot 8}{L^2} = 6.135 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{\text{k}} := \frac{q_{\text{d}}}{1.5 \cdot c_{\text{avst}}} = 6.816 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

**Kontroll av väggreglar, vertikal last och horisontell last**

C24, 42x220 mm

$$\begin{array}{llll}
 b := 42\text{mm} & k_{\text{mod1}} := 1.1 & f_{c,0,k} := 21 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & E_{0.05} := 6000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\
 h := 220\text{mm} & \gamma_m := 1.4 & & \\
 l_c := 2700\text{mm} & \beta_c := 0.2 & f_{mk} := 24 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & \\
 c_{\text{avst}} := 600\text{mm} & & & \\
 l_{cz} := 150\text{mm} & k_{\text{crit}} := 1 & & 
 \end{array}$$

$$\lambda_y := \frac{l_c}{h} \cdot \sqrt{12} = 42.514$$

$$\lambda_z := \frac{l_{cz}}{b} \cdot \sqrt{12} = 12.372$$

$$\lambda_{\text{rel},y} := \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0.05}}} = 0.801$$

$$\lambda_{\text{rel},z} := \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0.05}}} = 0.233$$

$$k_y := 0.5 \cdot \left[ 1 + \beta_c \cdot (\lambda_{\text{rel},y} - 0.3) + \lambda_{\text{rel},y}^2 \right]$$

$$k_z := 0.5 \cdot \left[ 1 + \beta_c \cdot (\lambda_{\text{rel},z} - 0.3) + \lambda_{\text{rel},z}^2 \right]$$

$$k_y = 0.871$$

$$k_z = 0.52$$

$$k_{c,y} := \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{\text{rel},y}^2}} = 0.825$$

$$k_{c,z} := \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{\text{rel},z}^2}} = 1.014$$

$$f_{\text{mdl}} := k_{\text{mod1}} \cdot \frac{f_{mk}}{\gamma_m} = 18.857 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{c,0,d1} := k_{\text{mod1}} \cdot \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_m} = 16.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Lastfall: 1. 100% vind  
2. 100% snö

$$\text{Lastfall 1: } q_k := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad q_d := 1.5 \cdot q_k = 3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$k_m := 0.7$$

$$M_{Ed} := \frac{q_d \cdot l_c^2}{8} \cdot c_{avst} = 1.64 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$W := \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 = 3.388 \times 10^{-4} \cdot \text{m}^3$$

$$\sigma_{md1} := \frac{M_{Ed}}{W} = 4.841 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{c.0.d1a}}{k_{c.y} \cdot f_{c.0.d}} + \frac{\sigma_{md1}}{k_{crit} \cdot f_{md}} \leq 1 \quad \text{EC5-1-1+A1+AC 6.3.2 formel (6.23)}$$

$$\sigma_{c.0.d1a} := \left( 1 - \frac{\sigma_{md1}}{k_{crit} \cdot f_{md1}} \right) \cdot k_{c.y} \cdot f_{c.0.d1} = 10.115 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{c.0.d1b}}{k_{c.z} \cdot f_{c.0.d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{md1}}{k_{crit} \cdot f_{md1}} \leq 1 \quad \text{EC5-1-1+A1+AC 6.3.2 formel (6.24)}$$

$$\sigma_{c.0.d1b} := \left( 1 - \frac{\sigma_{md1}}{k_{crit} \cdot f_{md1}} \right) \cdot k_{c.z} \cdot f_{c.0.d1} = 12.44 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{c.0.d1} := \min(\sigma_{c.0.d1a}, \sigma_{c.0.d1b}) = 10.115 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$N_{Rd1} := \frac{\sigma_{c.0.d1} \cdot b \cdot h}{c_{avst}} = 155.774 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Lastfall 2:

$$k_{mod2} := 0.8$$

$$f_{md2} := k_{mod2} \cdot \frac{f_{mk}}{\gamma_m} = 13.714 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{c.0.d2} := k_{mod2} \cdot \frac{f_{c.0.k}}{\gamma_m} = 12 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{md2} := 0 \quad \text{ingen vind!}$$

$$\frac{\sigma_{c.0.d2}}{k_{c,y} \cdot f_{c.0.d2}} \leq 1$$

$$\sigma_{c.0.d2} := 1 \cdot k_{c,y} \cdot f_{c.0.d2} = 9.898 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$N_{Rd2} := \frac{\sigma_{c.0.d2} \cdot b \cdot h}{c_{avst}} = 152.423 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$N_{Rd} := \min(N_{Rd1}, N_{Rd2}) = 152.423 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

**Kontroll av väggar, stabilitet**

Ex. Vagg: Sida 1, 11mm spånskiva  
Sida 2, 13mm gipsskiva

Skruv: Spånskivan är fäst med skruvar, diameter = 3,9mm, längd = 32mm.  
Gipsskivan är fäst med profilerade spikar, diameter = 3,9mm, längd = 45mm.

**Sida 1:**

**Skruv:**  $d_{\text{skruv}} := 3.9 \cdot 1.1 = 4.29$

$l_{\text{skruv}} := 32$

$f_u := 600$

**Tjocklek material:**

$t_{\text{ss}} := 11$  Tjocklek på spånskiva.

$t_{\text{v.1}} := l_{\text{skruv}} - t_{\text{ss}} = 21$  Avståndet som skruven går in i regeln.

**Virkets densitet:**

$\text{dens}_v := 350$

**Flytmoment för rund spik och skruv:**

$$M_{yRk.rs} := 0.3 \cdot f_u \cdot d_{\text{skruv}}^{2.6} = 7.937 \times 10^3$$

**Hålkantållfasthet:**

Spånskiva:

$$f_{hk.ss} := 65 \cdot d_{\text{skruv}}^{-0.7} \cdot t_{\text{ss}}^{0.1} = 29.808 \quad \text{Enl. EC5-1-1+A1+AC 8.3.1.3(3) formel: (8.22)}$$

Virke:

$$f_{hk.v.1} := 0.082 \cdot \text{dens}_v \cdot d_{\text{skruv}}^{-0.3} = 18.541$$

$$\beta_1 := \frac{f_{hk.v.1}}{f_{hk.ss}} = 0.622$$

**Uttaglast:**

Uttagshållfasthet:

$$f_{axk.1} := \frac{3.6 \cdot \text{dens}_v^{1.5}}{1000} = 23.572$$

Utdragskapacitet:

$$F_{\text{axRk.1}} := \frac{7}{9} \cdot \frac{(\pi \cdot d_{\text{skruv}} \cdot t_{\text{v.1}})^{0.8} \cdot f_{\text{axk.1}}}{1.5} = 1.118 \times 10^3$$

Repeffekt:

$$f_{\text{rep.1}} := \frac{F_{\text{axRk.1}}}{4} = 279.621$$

Enl. EC5-1-1+A1+AC 8.2.2(2) skall repeffekten reduceras beroende på vilken typ av infästning som används.

Rund spik	15%
Fyrkantiga och profilerade spikar	25%
Övriga spikar	50%
Skrivar	100%

I detta fall fästs spånskivan med skruvar så ingen reduktion av repeffekten behöver göras.

**Formel 8.2.2(1):**

a)

$$R_{k1.1} := f_{\text{hk.ss}} \cdot t_{\text{ss}} \cdot d_{\text{skruv}} = 1.407 \times 10^3$$

b)

$$R_{k2.1} := f_{\text{hk.v.1}} \cdot t_{\text{v.1}} \cdot d_{\text{skruv}} = 1.67 \times 10^3$$

c)

$$R_{k3.1} := \frac{f_{\text{hk.ss}} \cdot t_{\text{ss}} \cdot d_{\text{skruv}}}{1 + \beta_1} \cdot \left[ \sqrt{\beta_1^3 \cdot \left(\frac{t_{\text{v.1}}}{t_{\text{ss}}}\right)^2 + \beta_1 + 2 \cdot \beta_1^2 \cdot \left[\frac{t_{\text{v.1}}}{t_{\text{ss}}} + \left(\frac{t_{\text{v.1}}}{t_{\text{ss}}}\right)^2 + 1\right]} - \beta_1 \cdot \left(1 + \frac{t_{\text{v.1}}}{t_{\text{ss}}}\right) \right] + f_{\text{rep.1}}$$

$$R_{k3.1} = 933.329$$

d)

$$R_{k4.1} := 1.05 \cdot \frac{f_{\text{hk.ss}} \cdot t_{\text{ss}} \cdot d_{\text{skruv}}}{2 + \beta_1} \cdot \left[ \sqrt{2 \cdot \beta_1 \cdot (1 + \beta_1) + \frac{4 \cdot \beta_1 \cdot (2 + \beta_1) \cdot M_{\text{yRk.rs}}}{f_{\text{hk.ss}} \cdot d_{\text{skruv}} \cdot t_{\text{ss}}^2}} - \beta_1 \right] + f_{\text{rep.1}}$$

$$R_{k4.1} = 1.234 \times 10^3$$

e)

$$R_{k5.1} := 1.05 \cdot \frac{f_{\text{hk.ss}} \cdot t_{\text{v.1}} \cdot d_{\text{skruv}}}{1 + 2 \cdot \beta_1} \cdot \left[ \sqrt{2 \cdot \beta_1 \cdot \beta_1 \cdot (1 + \beta_1) + \frac{4 \cdot \beta_1 \cdot (1 + 2 \cdot \beta_1) \cdot M_{\text{yRk.rs}}}{f_{\text{hk.ss}} \cdot d_{\text{skruv}} \cdot t_{\text{v.1}}^2}} - \beta_1 \right] + f_{\text{rep.1}}$$

$$R_{k5.1} = 1.293 \times 10^3$$

f)

$$R_{k6.1} := 1.15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta_1}{1 + \beta_1}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{yRk.rs} \cdot f_{hk.ss} \cdot d_{skruv}} + f_{rep.1} = 1.715 \times 10^3$$

Beräknad kapacitet:  $R_{k.1} := \min(R_{k1.1}, R_{k2.1}, R_{k3.1}, R_{k4.1}, R_{k5.1}, R_{k6.1})$

$$R_{k.1} = 933.329$$

$$k_{mod.ss} := 1.1 \quad k_{mod.v} := 1.1 \quad \gamma_m := 1.4$$

$$k_{mod.1} := \sqrt{k_{mod.ss} \cdot k_{mod.v}} = 1.1$$

Enl. EC5-1-1+A1+AC 9.2.4.2(5) får kapaciteten ökas med 1.2

$$R_{d.1} := \frac{R_{k.1} \cdot k_{mod.1}}{\gamma_m} \cdot 1.2 = 879.996$$

### Stabilisering:

Enl. EC5-1-1 9.2.4.2 Metod A

$$s_{a.1} := 150 \text{ Skruv avstånd}$$

$$b_{i.1} := 1200 \text{ Skivans bredd}$$

$$h_{s.1} := 2700 \text{ Skivans höjd}$$

$$b_{0.1} := \frac{h_{s.1}}{2}$$

$$c_{1.1} := \begin{cases} \frac{b_{i.1}}{b_{0.1}} & \text{if } b_{i.1} < b_{0.1} \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases} \quad c_{1.1} = 0.889$$

$$F_{ivRd.1} := \frac{R_{d.1} \cdot b_{i.1} \cdot c_{1.1}}{s_{a.1}} = 6.258 \times 10^3$$

$$F_{icRd.1} := \frac{F_{ivRd.1} \cdot h_{s.1}}{b_{i.1}} = 1.408 \times 10^4 \quad F_{itRd.1} := F_{icRd.1} = 1.408 \times 10^4 \text{ N}$$

Horisontell kapacitet:  $F_{vRd.1} := \frac{F_{ivRd.1}}{b_{i.1}} = 5.215 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

**Sida 2:**

**Spik:**  $d_{\text{spik}} := 3.9 \cdot 1.1 = 4.29$

$$l_{\text{spik}} := 45$$

$$f_{\text{axk}} := 600$$

**Tjocklek material:**

$$t_{\text{gs}} := 13 \quad \text{Tjocklek på gipsskiva.}$$

$$t_{\text{v.2}} := l_{\text{spik}} - t_{\text{gs}} = 32 \quad \text{Avståndet som spiken går in i regeln.}$$

**Virkets densitet:**

$$\text{dens}_{\text{v}} := 350$$

**Flytmoment för rund spik och skruv:**

$$M_{\text{yRk.ps}} := 0.45 \cdot f_{\text{u}} \cdot d_{\text{spik}}^{2.6} = 1.191 \times 10^4$$

**Hållkanthållfasthet:**

Gipsskiva:

$$f_{\text{hk.gs}} := 3.9 \cdot d_{\text{spik}}^{-0.6} \cdot t_{\text{gs}}^{0.7} = 9.803$$

Virke:

$$f_{\text{hk.v}} := 0.082 \cdot \text{dens}_{\text{v}} \cdot d_{\text{spik}}^{-0.3} = 18.541$$

$$\beta_2 := \frac{f_{\text{hk.v}}}{f_{\text{hk.gs}}} = 1.891$$

**Utdraglast:**

Utdragshållfasthet:

$$f_{\text{axk.2}} := \frac{3.6 \cdot \text{dens}_{\text{v}}^{1.5}}{1000} = 23.572$$

Utdragkapacitet:

$$F_{\text{axRk.2}} := \frac{7}{9} \cdot \frac{(\pi \cdot d_{\text{spik}} \cdot t_{\text{v.2}})^{0.8} \cdot f_{\text{axk.2}}}{1.5} = 1.567 \times 10^3$$

Repeffekt:

$$f_{\text{rep},2} := \frac{F_{\text{axRk},2}}{4} \cdot 0.25 = 97.916$$

Enl. EC5-1-1+A1+AC 8.2.2(2) skall repeffekten reduceras beroende på vilken typ av infästning som används.

Rund spik	15%
Fyrkantiga och profilerade spikar	25%
Övriga spikar	50%
Skrivar	100%

**Formel 8.2.2(1):**

a)

$$R_{k1.2} := f_{\text{hk},\text{gs}} \cdot t_{\text{gs}} \cdot d_{\text{spik}} = 546.703$$

b)

$$R_{k2.2} := f_{\text{hk},\text{v}} \cdot t_{\text{v},2} \cdot d_{\text{spik}} = 2.545 \times 10^3$$

c)

$$R_{k3.2} := \frac{f_{\text{hk},\text{gs}} \cdot t_{\text{gs}} \cdot d_{\text{spik}}}{1 + \beta_2} \cdot \left[ \sqrt{\beta_2^3 \cdot \left(\frac{t_{\text{v},2}}{t_{\text{gs}}}\right)^2 + \beta_2 + 2 \cdot \beta_2^2 \cdot \left[\frac{t_{\text{v},2}}{t_{\text{gs}}} + \left(\frac{t_{\text{v},2}}{t_{\text{gs}}}\right)^2 + 1\right]} - \beta_2 \cdot \left(1 + \frac{t_{\text{v},2}}{t_{\text{gs}}}\right) \right] + f_{\text{rep},2}$$

$$R_{k3.2} = 852.145$$

d)

$$R_{k4.2} := 1.05 \cdot \frac{f_{\text{hk},\text{gs}} \cdot t_{\text{gs}} \cdot d_{\text{spik}}}{2 + \beta_2} \cdot \left[ \sqrt{2 \cdot \beta_2 \cdot (1 + \beta_2) + \frac{4 \cdot \beta_2 \cdot (2 + \beta_2) \cdot M_{\text{yRk},\text{ps}}}{f_{\text{hk},\text{gs}} \cdot d_{\text{spik}} \cdot t_{\text{gs}}^2}} - \beta_2 \right] + f_{\text{rep},2}$$

$$R_{k4.2} = 963.987$$

e)

$$R_{k5.2} := 1.05 \cdot \frac{f_{\text{hk},\text{gs}} \cdot t_{\text{v},2} \cdot d_{\text{spik}}}{1 + 2 \cdot \beta_2} \cdot \left[ \sqrt{2 \cdot \beta_2 \cdot \beta_2 \cdot (1 + \beta_2) + \frac{4 \cdot \beta_2 \cdot (1 + 2 \cdot \beta_2) \cdot M_{\text{yRk},\text{ps}}}{f_{\text{hk},\text{gs}} \cdot d_{\text{spik}} \cdot t_{\text{v},2}^2}} - \beta_2 \right] + f_{\text{rep},2}$$

$$R_{k5.2} = 1.176 \times 10^3$$

f)

$$R_{k6.2} := 1.15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta_2}{1 + \beta_2}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{\text{yRk},\text{ps}} \cdot f_{\text{hk},\text{gs}} \cdot d_{\text{spik}}} + f_{\text{rep},2} = 1.414 \times 10^3$$

Beräknad kapacitet:  $R_{k.2} := \min(R_{k1.2}, R_{k2.2}, R_{k3.2}, R_{k4.2}, R_{k5.2}, R_{k6.2})$

$$R_{k.2} = 546.703$$

$$k_{\text{mod.gs}} := 1.1 \quad k_{\text{mod.v}} := 1.1 \quad \gamma_m := 1.4$$

$$k_{\text{mod.2}} := \sqrt{k_{\text{mod.gs}} \cdot k_{\text{mod.v}}} = 1.1$$

Enl. EC5-1-1+A1+AC 9.2.4.2(5) får kapaciteten ökas med 1.2

$$R_{d.2} := \frac{R_{k.2} \cdot k_{\text{mod.2}}}{\gamma_m} \cdot 1.2 = 515.463$$

Enl. EC5-1-1+A1+AC 9.2.4.2(7), olika typer av fästdon och olika typer av skivor får endast 50 % av kapaciteten tas med för den vekare sidan.

$$R_{d.50\%} := R_{d.2} \cdot 0.50 = 257.731$$

### Stabilisering:

Enl. EC5-1-1 9.2.4.2 Metod A

$$s_{a.2} := 150 \text{ Skruv avstånd}$$

$$b_{i.2} := 1200 \text{ Skivans bredd}$$

$$h_{s.2} := 2700 \text{ Skivans höjd}$$

$$b_{0.2} := \frac{h_{s.2}}{2}$$

$$c_{1.2} := \begin{cases} \frac{b_{i.2}}{b_{0.2}} & \text{if } b_{i.2} < b_{0.2} \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases} \quad c_{1.2} = 0.889$$

$$F_{ivRd.2} := \frac{R_{d.50\%} \cdot b_{i.2} \cdot c_{1.2}}{s_{a.2}} = 1.833 \times 10^3$$

$$F_{icRd.2} := \frac{F_{ivRd.2} \cdot h_{s.2}}{b_{i.2}} = 4.124 \times 10^3 \quad F_{itRd.2} := F_{icRd.2} = 4.124 \times 10^3 \text{ N}$$

Horisontell kapacitet:  $F_{vRd.2} := \frac{F_{ivRd.2}}{b_{i.2}} = 1.527 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

#### BILAGA 4

Den horisontella kapaciteten för båda sidorna adderas ihop för att få väggens totala horisontella kapacitet.

$$F_{vRd,tot} := F_{vRd,1} + F_{vRd,2}$$

$$F_{vRd,tot} = 6.742 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

**Kontroll av maximal spännvidd, bjälklag med ett spann**

C24, 42x198 mm

$$\begin{array}{lll}
 b := 42\text{mm} & k_{\text{mod}} := 0.8 & q_G := 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \\
 h := 198\text{mm} & k_{\text{crit}} := 1 & \\
 c_{\text{avst}} := 600\text{mm} & \gamma_m := 1.4 & q_{\text{nytt}} := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}
 \end{array}$$

- dimensionering mot moment:

$$f_{\text{m,k}} := 24 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{\text{m,d}} := k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{\text{m,k}}}{\gamma_m} = 13.714 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$W := \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 = 2.744 \times 10^5 \cdot \text{mm}^3$$

$$q_d := 1.15 \cdot q_G \cdot c_{\text{avst}} + 1.5 \cdot q_{\text{nytt}} \cdot c_{\text{avst}} = 2.145 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\sigma_{\text{m,d}} \leq \frac{M_{\text{Ed}}}{W}$$

$$\sigma_{\text{m,d}} \leq k_{\text{crit}} \cdot f_{\text{m,d}} \quad \Rightarrow \quad \frac{M_{\text{Ed}}}{W} \leq k_{\text{crit}} \cdot f_{\text{m,d}}$$

$$M_{\text{Ed}} = \frac{q_d \cdot L^2}{8} \quad \Rightarrow \quad \frac{q_d \cdot L^2}{8} \leq k_{\text{crit}} \cdot f_{\text{m,d}} \cdot W$$

$$L_1 := \sqrt{\frac{k_{\text{crit}} \cdot f_{\text{m,d}} \cdot W \cdot 8}{q_d}} = 3747 \cdot \text{mm}$$

- dimensionering mot nedböjning,  $L/300$ :

$$k_{\text{def}} := 0.6 \quad E_{\text{C24}} := 11000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$I := \frac{b \cdot h^3}{12} = 2.717 \times 10^7 \cdot \text{mm}^4$$

$$W_{\text{inst}} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E_{\text{C24}} \cdot I}$$

$$W_{\text{fin}} = (1 + k_{\text{def}}) \cdot W_{\text{inst.G}} + (1 + 0.3 \cdot k_{\text{def}}) \cdot W_{\text{inst.nyttto}}$$

$$\frac{L}{300} \geq (1 + k_{\text{def}}) \cdot \frac{5 \cdot q_{\text{G}} \cdot L^4 \cdot c_{\text{avst}}}{384 \cdot E_{\text{C24}} \cdot I} + (1 + 0.3 \cdot k_{\text{def}}) \cdot \frac{5 \cdot q_{\text{nyttto}} \cdot L^4 \cdot c_{\text{avst}}}{384 \cdot E_{\text{C24}} \cdot I}$$

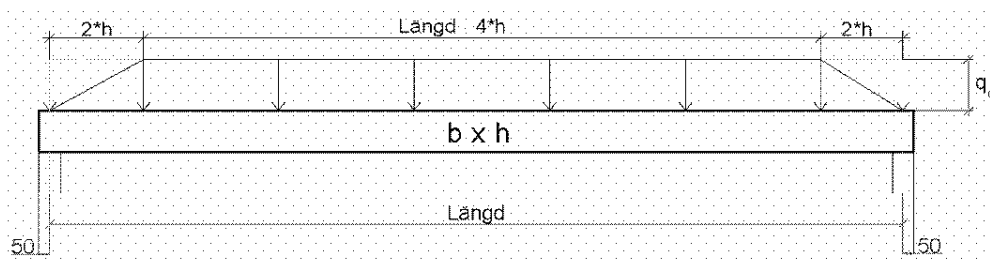
$$L_2 := \sqrt[3]{\frac{1}{300} \cdot \frac{384 \cdot E_{\text{C24}} \cdot I}{(1 + k_{\text{def}}) \cdot 5 \cdot q_{\text{G}} \cdot c_{\text{avst}} + (1 + 0.3 \cdot k_{\text{def}}) \cdot 5 \cdot q_{\text{nyttto}} \cdot c_{\text{avst}}}} = 3430 \cdot \text{mm}$$

- dimensionering mot tvärkraft:

$$f_{\text{vk}} := 2.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad k_{\text{cr}} := 0.67$$

$$b_{\text{ef}} := k_{\text{cr}} \cdot b = 28.14 \cdot \text{mm} \quad \text{EC5-1-1+A1+AC 6.1.7(2)}$$

$$f_{\text{vd}} := k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{\text{vk}}}{\gamma_{\text{m}}} = 1.429 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$



- härledning:

$$V_{Ed} = \frac{A_{last}}{2}$$

$$A_{last} = 0.5 \cdot [(L_3) + (L_3 - 4 \cdot h)] \cdot q_d \quad \Rightarrow \quad A_{last} = (L_3 - 2h) \cdot q_d$$

$$V_{Ed} = \frac{(L_3 - 2 \cdot h) \cdot q_d}{2}$$

$$\tau_d = \frac{1.5 \cdot V_{Ed}}{b_{ef} \cdot h} \leq f_{vd}$$

$$f_{vd} = \frac{1.5 \cdot (L_3 - 2 \cdot h) \cdot \frac{q_d}{2}}{b_{ef} \cdot h} \quad \Rightarrow \quad f_{vd} \cdot b_{ef} \cdot h = \frac{3}{4} \cdot (L_3 - 2 \cdot h) \cdot q_d$$

$$\Rightarrow \frac{4}{3} \cdot f_{vd} \cdot b_{ef} \cdot h = (L_3 - 2 \cdot h) \cdot q_d$$

$$\Rightarrow \frac{4}{3} \cdot \frac{f_{vd} \cdot b_{ef} \cdot h}{q_d} = L_3 - 2 \cdot h$$

$$L_3 := \frac{4}{3} \cdot \frac{(f_{vd} \cdot b_{ef} \cdot h)}{q_d} + 2 \cdot h = 5344 \cdot \text{mm}$$

Den maximala spännvidden för bjälklaget är följande:

$$\underline{\underline{L}} := \min(L_1, L_2, L_3) = 3430 \cdot \text{mm}$$

**Kontroll av maximal spännvidd, bjälklag med två spann**

C24, 42x198 mm

$$\begin{array}{lll}
 b := 42\text{mm} & k_{\text{mod}} := 0.8 & q_G := 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \\
 h := 198\text{mm} & k_{\text{crit}} := 1 & \\
 c_{\text{avst}} := 600\text{mm} & \gamma_m := 1.4 & q_{\text{nytt}} := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}
 \end{array}$$

- dimensionering mot moment, två spann:

$$f_{\text{m,k}} := 24 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{\text{m,d}} := k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{\text{m,k}}}{\gamma_m} = 13.714 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$W := \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 = 2.744 \times 10^5 \cdot \text{mm}^3$$

$$q_d := 1.15 \cdot q_G \cdot c_{\text{avst}} + 1.5 \cdot q_{\text{nytt}} \cdot c_{\text{avst}} = 2.145 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\sigma_{\text{m,d}} \leq \frac{M_{\text{Ed}}}{W}$$

$$\sigma_{\text{m,d}} \leq k_{\text{crit}} \cdot f_{\text{m,d}} \quad \Rightarrow \quad \frac{M_{\text{Ed}}}{W} \leq k_{\text{crit}} \cdot f_{\text{m,d}}$$

$$M_{\text{Ed}} = \frac{q_d \cdot L^2}{8} \quad \Rightarrow \quad \frac{q_d \cdot L^2}{8} \leq k_{\text{crit}} \cdot f_{\text{m,d}} \cdot W$$

$$L_1 := \sqrt{\frac{k_{\text{crit}} \cdot f_{\text{m,d}} \cdot W \cdot 8}{q_d}} = 3747 \cdot \text{mm}$$

- dimensionering mot nedböjning över två identiska spann,  $L/300$ :

$$k_{\text{def}} := 0.6 \quad E_{\text{C24}} := 11000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_1 := 0.54$$

$$k_2 := 0.92$$

$$I := \frac{b \cdot h^3}{12} = 2.717 \times 10^7 \cdot \text{mm}^4$$

$$W_{\text{inst.G}} = k_1 \cdot \frac{q_{\text{G}} \cdot L^4}{100 \cdot E_{\text{C24}} \cdot I} \quad W_{\text{inst.nytto}} = k_2 \cdot \frac{q_{\text{nytto}} \cdot L^4}{100 \cdot E_{\text{C24}} \cdot I}$$

$$W_{\text{fin}} = (1 + k_{\text{def}}) \cdot W_{\text{inst.G}} + (1 + 0.3 \cdot k_{\text{def}}) \cdot W_{\text{inst.nytto}}$$

$$\frac{L}{300} \geq (1 + k_{\text{def}}) \cdot k_1 \cdot \frac{q_{\text{G}} \cdot L^4 \cdot c_{\text{avst}}}{100 \cdot E_{\text{C24}} \cdot I} + (1 + 0.3 \cdot k_{\text{def}}) \cdot k_2 \cdot \frac{q_{\text{nytto}} \cdot L^4 \cdot c_{\text{avst}}}{100 \cdot E_{\text{C24}} \cdot I}$$

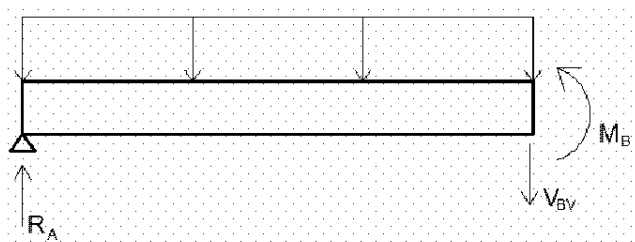
$$L_2 := \sqrt[3]{\frac{1}{300} \cdot \frac{100 \cdot E_{\text{C24}} \cdot I}{(1 + k_{\text{def}}) \cdot k_1 \cdot q_{\text{G}} \cdot c_{\text{avst}} + (1 + 0.3 \cdot k_{\text{def}}) \cdot k_2 \cdot q_{\text{nytto}} \cdot c_{\text{avst}}}} = 3995 \cdot \text{mm}$$

- dimensionering mot tvärkraft över två spann:

$$f_{\text{vk}} := 2.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad k_{\text{cr}} := 0.67$$

$$b_{\text{ef}} := k_{\text{cr}} \cdot b = 28.14 \cdot \text{mm} \quad \text{EC5-1-1+A1+AC 6.1.7(2)}$$

$$f_{\text{vd}} := k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{\text{vk}}}{\gamma_{\text{m}}} = 1.429 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$



$$M_{\text{B}} = \frac{-q_{\text{d}} \cdot L^3}{8} \quad (\text{negativ})$$

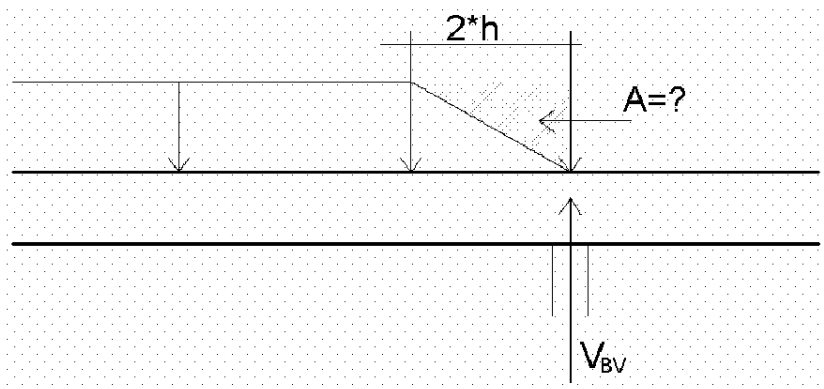
$$\Sigma M = 0$$

$$R_A \cdot L_3 - q_d \cdot L_3^2 - M_B = 0 \quad \Rightarrow \quad R_A = \frac{q_d \cdot L_3}{2} + \frac{M_B}{L_3}$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$R_A - q_d \cdot L_3 - V_{BV} = 0 \quad \Rightarrow \quad V_{BV} = \left( \frac{q_d \cdot L_3}{2} + \frac{M_B}{L_3} \right) - q_d \cdot L_3$$

$$\Rightarrow V_{BV} = \frac{-q_d \cdot L_3}{2} + \frac{M_B}{L_3} \quad \text{OBS, } M_B \text{ är negativ!}$$



$$V_{Ed} = V_{BV} + A$$

$$A = 0.5 \cdot (2 \cdot h \cdot q_d) \cdot q_d$$

$$\Rightarrow V_{Ed} = \frac{-q_d \cdot L_3}{2} + \frac{M_B}{L_3} + q_d \cdot h$$

$$\tau_d = \frac{1.5 \cdot V_{Ed}}{b_{ef} \cdot h} \leq f_{vd}$$

$$\Rightarrow f_{vd} = 1.5 \cdot \frac{\left( \frac{q_d \cdot L_3}{2} - \frac{M_B}{L_3} - q_d \cdot h \right)}{b_{ef} \cdot h}$$

$$1.5 \cdot f_{vd} \cdot b_{ef} \cdot h = \frac{q_d \cdot L_3}{2} - \frac{M_B}{L_3} - q_d \cdot h \quad M_B = \frac{-q_d \cdot L_3^2}{8}$$

$$1.5 \cdot f_{vd} \cdot b_{ef} \cdot h = q_d \cdot \left( \frac{L_3}{2} - h \right) - \left( \frac{-q_d \cdot L_3^2}{8} \right)$$

$$1.5 \cdot f_{vd} \cdot b_{ef} \cdot h = q_d \cdot \left( \frac{L_3}{2} - h + \frac{L_3}{8} \right)$$

$$1.5 \cdot f_{vd} \cdot b_{ef} \cdot h = q_d \cdot \left( \frac{5 \cdot L_3}{8} - h \right)$$

$$1.5 \cdot \frac{f_{vd} \cdot b_{ef} \cdot h}{q_d} = \frac{5}{8} \cdot L_3 - h$$

$$L_3 := \frac{8}{5} \cdot \left( \frac{2}{3} \cdot \frac{f_{vd} \cdot b_{ef} \cdot h}{q_d} + h \right) = 4275 \cdot \text{mm}$$

Den maximala spännvidden för bjälklaget är följande:

$$L_{\text{w}} := \min(L_1, L_2, L_3) = 3747 \cdot \text{mm}$$

**Kontroll av maximal spännvidd, bjälklag med två balkar, ett spann**

Övre balk: C24, 42x198 mm

Undre balk: Kerto-S 42x225 mm

$$k_{\text{mod}} := 0.8 \quad q_G := 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$k_{\text{crit}} := 1$$

$$c_{\text{avst}} := 600\text{mm} \quad q_{\text{nytt}} := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

**Övre balk:**

$$b_1 := 42\text{mm} \quad f_{\text{mk.1}} := 24 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$h_1 := 198\text{mm}$$

$$\gamma_{\text{m1}} := 1.4 \quad E_{\text{C24}} := 11000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$I_{\text{C24}} := \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} = 2.717 \times 10^7 \cdot \text{mm}^4$$

$$EI_{\text{C24}} := E_{\text{C24}} \cdot I_{\text{C24}} = 2.989 \times 10^{11} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

**Undre balk:**

$$b_2 := 42\text{mm} \quad f_{\text{mk.2}} := 44 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$h_2 := 225\text{mm}$$

$$\gamma_{\text{m2}} := 1.2 \quad E_{\text{Kerto}} := 13800 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$I_{\text{Kerto}} := \frac{b_2 \cdot h_2^3}{12} = 3.987 \times 10^7 \cdot \text{mm}^4$$

$$EI_{\text{Kerto}} := E_{\text{Kerto}} \cdot I_{\text{Kerto}} = 5.502 \times 10^{11} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

**Lasten:**

$$q_{\text{d.tot}} := 1.15 \cdot q_G \cdot c_{\text{avst}} + 1.5 \cdot q_{\text{nytt}} \cdot c_{\text{avst}} = 2.145 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

- delar upp lasten enligt balkarnas böjstyvheter:

$$q_{\text{d.Kerto}} := \frac{EI_{\text{Kerto}}}{EI_{\text{Kerto}} + EI_{\text{C24}}} \cdot q_{\text{d.tot}} = 1.39 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Belastar den undre balken.}$$

$$q_{\text{d.C24}} := q_{\text{d.tot}} - q_{\text{d.Kerto}} = 0.755 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Belastar den övre balken.}$$

- dimensionering mot moment:

Övre balk:

$$f_{\text{md.1}} := k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{\text{mk.1}}}{\gamma_{\text{m1}}} = 13.714 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Undre balk:

$$f_{\text{md.2}} := k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{\text{mk.2}}}{\gamma_{\text{m2}}} = 29.333 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$W_1 := \frac{1}{6} \cdot b_1 \cdot h_1^2 = 2.744 \times 10^5 \cdot \text{mm}^3$$

$$W_2 := \frac{1}{6} \cdot b_2 \cdot h_2^2 = 3.544 \times 10^5 \cdot \text{mm}^3$$

$$L_{\text{övre}_m} := \sqrt{\frac{k_{\text{crit}} \cdot f_{\text{md}.1} \cdot W_1 \cdot 8}{q_{\text{d}.C24}}} = 6315 \cdot \text{mm}$$

$$L_{\text{undre}_m} := \sqrt{\frac{k_{\text{crit}} \cdot f_{\text{md}.2} \cdot W_2 \cdot 8}{q_{\text{d}.Kerto}}} = 7735 \cdot \text{mm}$$

$$L_1 := \min(L_{\text{övre}_m}, L_{\text{undre}_m}) = 6315 \cdot \text{mm}$$

- dimensionering mot nedböjning,  $L/300$ :

$$k_{\text{def}} := 0.6$$

$$EI_{\text{tot}} := EI_{C24} + EI_{Kerto} = 8.49 \times 10^{11} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

$$W_{\text{inst}} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot EI_{\text{tot}} \cdot I}$$

$$W_{\text{fin}} = (1 + k_{\text{def}}) \cdot W_{\text{inst}.G} + (1 + 0.3 \cdot k_{\text{def}}) \cdot W_{\text{inst}.nytto}$$

$$\frac{L}{300} \geq (1 + k_{\text{def}}) \cdot \frac{5 \cdot q_G \cdot L^4 \cdot c_{\text{avst}}}{384 \cdot EI_{\text{tot}} \cdot I} + (1 + 0.3 \cdot k_{\text{def}}) \cdot \frac{5 \cdot q_{\text{nytto}} \cdot L^4 \cdot c_{\text{avst}}}{384 \cdot EI_{\text{tot}} \cdot I}$$

$$L_2 := \left[ \frac{\frac{1}{300}}{(1 + k_{\text{def}}) \cdot \frac{5 \cdot q_G \cdot c_{\text{avst}}}{384 \cdot EI_{\text{tot}}} + (1 + 0.3 \cdot k_{\text{def}}) \cdot \frac{5 \cdot q_{\text{nytto}} \cdot c_{\text{avst}}}{384 \cdot EI_{\text{tot}}}} \right] = 4858 \cdot \text{mm}$$

- dimensionering mot tvärkraft:

Övre balk:

$$k_{\text{cr}.1} := 0.67$$

$$b_{\text{ef}.1} := k_{\text{cr}.1} \cdot b_1 = 28.14 \cdot \text{mm}$$

$$f_{\text{vk}.1} := 2.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

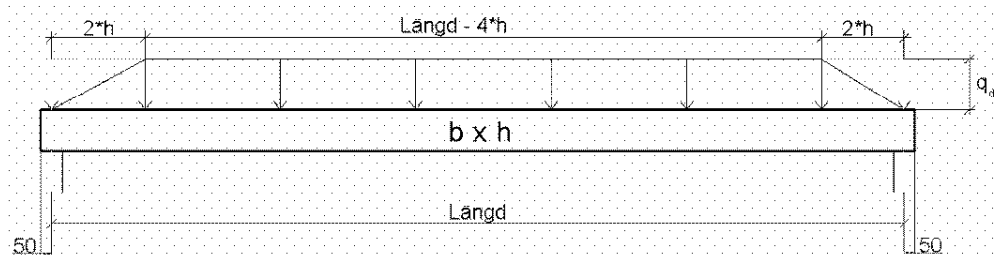
Undre balk:

$$k_{\text{cr}.2} := 1$$

$$b_{\text{ef}.2} := k_{\text{cr}.2} \cdot b_2 = 42 \cdot \text{mm}$$

$$f_{\text{vk}.2} := 4.1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{vd.1} := k_{mod} \cdot \frac{f_{vk.1}}{\gamma_{m1}} = 1.429 \cdot \frac{N}{mm^2} \quad f_{vd.2} := k_{mod} \cdot \frac{f_{vk.2}}{\gamma_{m2}} = 2.733 \cdot \frac{N}{mm^2}$$



- härledning:

$$V_{Ed} = \frac{A_{last}}{2} \quad A_{last} = 0.5 \cdot [(L_3) + (L_3 - 4 \cdot h)] \cdot q_d$$

$$A_{last} = (L_3 - 2 \cdot h) \cdot q_d$$

$$V_{Ed} = \frac{(L_3 - 2 \cdot h) \cdot q_d}{2}$$

$$\tau_d = \frac{1.5 \cdot V_{Ed}}{b_{ef} \cdot h} \leq f_{vd}$$

$$f_{vd} = \frac{1.5 \cdot (L_3 - 2 \cdot h) \cdot \frac{q_d}{2}}{b_{ef} \cdot h} \quad \Rightarrow \quad f_{vd} \cdot b_{ef} \cdot h = \frac{3}{4} \cdot (L_3 - 2 \cdot h) \cdot q_d$$

$$\Rightarrow \quad \frac{4}{3} \cdot f_{vd} \cdot b_{ef} \cdot h = (L_3 - 2 \cdot h) \cdot q_d \quad \Rightarrow \quad \frac{4}{3} \cdot \frac{f_{vd} \cdot b_{ef} \cdot h}{q_d} = L_3 - 2 \cdot h$$

$$L_{\text{övre}_t} := \frac{4}{3} \cdot \frac{(f_{vd.1} \cdot b_{ef.1} \cdot h_1)}{q_{d.C24}} + 2 \cdot h_1 = 14452 \cdot \text{mm}$$

$$L_{\text{undre}_t} := \frac{4}{3} \cdot \frac{(f_{vd.2} \cdot b_{ef.2} \cdot h_2)}{q_{d.Kerto}} + 2 \cdot h_2 = 25228 \cdot \text{mm} \quad L_3 := \min(L_{\text{övre}_t}, L_{\text{undre}_t}) = 14452 \cdot \text{mm}$$

Den maximala spännvidden för bjälklaget är följande:

$$\underline{\underline{L}} := \min(L_1, L_2, L_3) = 4858 \cdot \text{mm}$$

**Kontroll av maximal spännvidd, bjälklag med två balkar, två spann**

Övre balk: C24, 42x198 mm

Undre balk: Kerto-S 42x225 mm

$$k_{\text{mod}} := 0.8 \quad q_G := 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$k_{\text{crit}} := 1$$

$$c_{\text{avst}} := 600\text{mm} \quad q_{\text{nytt}} := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

**Övre balk:**

$$b_1 := 42\text{mm} \quad f_{\text{mk.1}} := 24 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$h_1 := 198\text{mm}$$

$$\gamma_{\text{m1}} := 1.4 \quad E_{\text{C24}} := 11000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$I_{\text{C24}} := \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} = 2.717 \times 10^7 \cdot \text{mm}^4$$

$$EI_{\text{C24}} := E_{\text{C24}} \cdot I_{\text{C24}} = 2.989 \times 10^{11} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

**Undre balk:**

$$b_2 := 42\text{mm} \quad f_{\text{mk.2}} := 44 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$h_2 := 225\text{mm}$$

$$\gamma_{\text{m2}} := 1.2 \quad E_{\text{Kerto}} := 13800 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$I_{\text{Kerto}} := \frac{b_2 \cdot h_2^3}{12} = 3.987 \times 10^7 \cdot \text{mm}^4$$

$$EI_{\text{Kerto}} := E_{\text{Kerto}} \cdot I_{\text{Kerto}} = 5.502 \times 10^{11} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

**Lasten:**

$$q_{\text{d.tot}} := 1.15 \cdot q_G \cdot c_{\text{avst}} + 1.5 \cdot q_{\text{nytt}} \cdot c_{\text{avst}} = 2.145 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

- delar upp lasten enligt balkarnas böjstyvheter:

$$q_{\text{d.Kerto}} := \frac{EI_{\text{Kerto}}}{EI_{\text{Kerto}} + EI_{\text{C24}}} \cdot q_{\text{d.tot}} = 1.39 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Belastar den undre balken.}$$

$$q_{\text{d.C24}} := q_{\text{d.tot}} - q_{\text{d.Kerto}} = 0.755 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Belastar den övre balken.}$$

- dimensionering mot moment:

Övre balk:

$$f_{\text{md.1}} := k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{\text{mk.1}}}{\gamma_{\text{m1}}} = 13.714 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Undre balk:

$$f_{\text{md.2}} := k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{\text{mk.2}}}{\gamma_{\text{m2}}} = 29.333 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$W_1 := \frac{1}{6} \cdot b_1 \cdot h_1^2 = 2.744 \times 10^5 \cdot \text{mm}^3$$

$$W_2 := \frac{1}{6} \cdot b_2 \cdot h_2^2 = 3.544 \times 10^5 \cdot \text{mm}^3$$

$$L_{\text{övre}_m} := \sqrt{\frac{k_{\text{crit}} \cdot f_{\text{md}.1} \cdot W_1 \cdot 8}{q_{\text{d}.C24}}} = 6315 \cdot \text{mm}$$

$$L_{\text{undre}_m} := \sqrt{\frac{k_{\text{crit}} \cdot f_{\text{md}.2} \cdot W_2 \cdot 8}{q_{\text{d}.Kerto}}} = 7735 \cdot \text{mm}$$

$$L_1 := \min(L_{\text{övre}_m}, L_{\text{undre}_m}) = 6315 \cdot \text{mm}$$

- dimensionering mot nedböjning,  $L/300$ :

$$k_{\text{def}} := 0.6$$

$$k_1 := 0.54$$

$$k_2 := 0.92$$

$$EI_{\text{tot}} := EI_{C24} + EI_{Kerto} = 8.49 \times 10^{11} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

$$W_{\text{fin}} = (1 + k_{\text{def}}) \cdot W_{\text{inst}.G} + (1 + 0.3 \cdot k_{\text{def}}) \cdot W_{\text{inst}.nytto}$$

$$W_{\text{inst}.G} = k_1 \cdot \frac{q_G \cdot L^4}{100 \cdot EI_{\text{tot}}}$$

$$W_{\text{inst}.nytto} = k_2 \cdot \frac{q_{\text{nytto}} \cdot L^4}{100 \cdot EI_{\text{tot}}}$$

$$\frac{L}{300} \geq (1 + k_{\text{def}}) \cdot k_1 \cdot \frac{q_G \cdot L^4 \cdot c_{\text{avst}}}{100 \cdot EI_{\text{tot}}} + (1 + 0.3 \cdot k_{\text{def}}) \cdot k_2 \cdot \frac{q_{\text{nytto}} \cdot L^4 \cdot c_{\text{avst}}}{100 \cdot EI_{\text{tot}}}$$

$$L_2 := \sqrt[3]{\frac{\frac{1}{300}}{(1 + k_{\text{def}}) \cdot \frac{k_1 \cdot q_G \cdot c_{\text{avst}}}{100 \cdot EI_{\text{tot}}} + (1 + 0.3 \cdot k_{\text{def}}) \cdot \frac{k_2 \cdot q_{\text{nytto}} \cdot c_{\text{avst}}}{100 \cdot EI_{\text{tot}}}}} = 5659 \cdot \text{mm}$$

- dimensionering mot tvärkraft:

Övre balk:

$$k_{cr.1} := 0.67$$

$$b_{ef.1} := k_{cr.1} \cdot b_1 = 28.14 \cdot \text{mm}$$

$$f_{vk.1} := 2.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{vd.1} := k_{mod} \cdot \frac{f_{vk.1}}{\gamma_{m1}} = 1.429 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

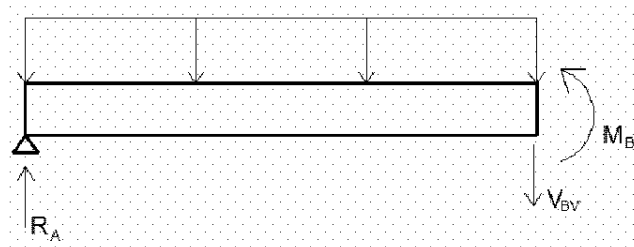
Undre balk:

$$k_{cr.2} := 1$$

$$b_{ef.2} := k_{cr.2} \cdot b_2 = 42 \cdot \text{mm}$$

$$f_{vk.2} := 4.1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{vd.2} := k_{mod} \cdot \frac{f_{vk.2}}{\gamma_{m2}} = 2.733 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$



$$M_B = \frac{-q_d \cdot L_3^2}{8} \quad (\text{negativ})$$

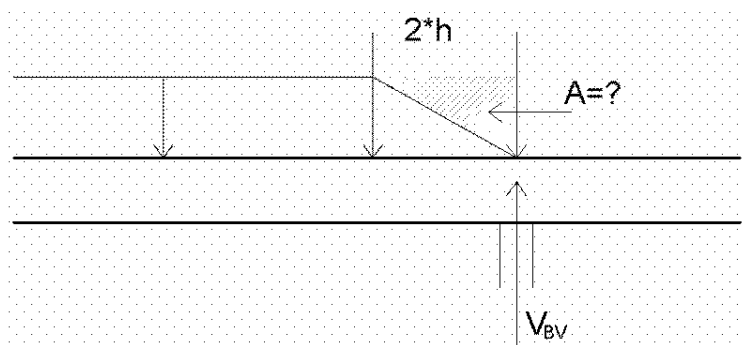
$$\Sigma M = 0$$

$$R_A \cdot L_3 - q_d \cdot L_3^2 - M_B = 0 \quad \Rightarrow \quad R_A = \frac{q_d \cdot L_3}{2} + \frac{M_B}{L_3}$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$R_A - q_d \cdot L_3 - V_{BV} = 0 \quad \Rightarrow \quad V_{BV} = \left( \frac{q_d \cdot L_3}{2} + \frac{M_B}{L_3} \right) - q_d \cdot L_3$$

$$\Rightarrow V_{BV} = \frac{-q_d \cdot L_3}{2} + \frac{M_B}{L_3} \quad \text{OBS, } M_B \text{ är negativ!}$$



$$V_{Ed} = V_{BV} + A$$

$$A = 0.5 \cdot (2 \cdot h \cdot q_d) \cdot q_d \quad \Rightarrow \quad V_{Ed} = \frac{-q_d \cdot L_3}{2} + \frac{M_B}{L_3} + q_d \cdot h$$

$$\tau_d = \frac{1.5 \cdot V_{Ed}}{b_{ef} \cdot h} \leq f_{vd}$$

$$\Rightarrow \quad f_{vd} = 1.5 \cdot \frac{\left( \frac{q_d \cdot L_3}{2} - \frac{M_B}{L_3} - q_d \cdot h \right)}{b_{ef} \cdot h}$$

$$1.5 \cdot f_{vd} \cdot b_{ef} \cdot h = \frac{q_d \cdot L_3}{2} - \frac{M_B}{L_3} - q_d \cdot h \quad M_B = \frac{-q_d \cdot L_3^2}{8}$$

$$1.5 \cdot f_{vd} \cdot b_{ef} \cdot h = q_d \cdot \left( \frac{L_3}{2} - h \right) - \left( \frac{-q_d \cdot L_3^2}{8} \right)$$

$$1.5 \cdot f_{vd} \cdot b_{ef} \cdot h = q_d \cdot \left( \frac{L_3}{2} - h + \frac{L_3}{8} \right)$$

$$1.5 \cdot f_{vd} \cdot b_{ef} \cdot h = q_d \cdot \left( \frac{5 \cdot L_3}{8} - h \right)$$

$$1.5 \cdot \frac{f_{vd} \cdot b_{ef} \cdot h}{q_d} = \frac{5}{8} \cdot L_3 - h$$

$$L_{\text{övre}_t} := \frac{8}{5} \cdot \left( \frac{2}{3} \cdot \frac{f_{vd.1} \cdot b_{ef.1} \cdot h_1}{q_{d.C24}} + h_1 \right) = 11562 \cdot \text{mm}$$

$$L_{\text{undre}_t} := \frac{8}{5} \cdot \left( \frac{2}{3} \cdot \frac{f_{vd.2} \cdot b_{ef.2} \cdot h_2}{q_{d.Kerto}} + h_2 \right) = 20182 \cdot \text{mm} \quad L_3 := \min(L_{\text{övre}_t}, L_{\text{undre}_t}) = 11562 \cdot \text{mm}$$

Den maximala spännvidden för bjälklaget är följande:

$$\underline{\underline{L}} := \min(L_1, L_2, L_3) = 5659 \cdot \text{mm}$$

**Kontroll av snö- och vindkapacitet, takbalkar**

C24, 42x223mm, c/c1200

$$\begin{array}{lll}
 b := 42\text{mm} & k_{\text{mod}} := 1.1 & L_{\text{avst}} := 3200\text{mm} \\
 h := 223\text{mm} & \gamma_m := 1.4 & \\
 c_{\text{avst}} := 1200\text{mm} & k_{\text{crit}} := 1 & f_{\text{m,k}} := 24 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}
 \end{array}$$

$$f_{\text{m,d}} := k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{\text{m,k}}}{\gamma_m} = 18.857 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$W := \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 = 3.481 \times 10^5 \cdot \text{mm}^3$$

$$\frac{\sigma_{\text{m,d}}}{k_{\text{crit}} \cdot f_{\text{m,d}}} \leq 1 \quad \sigma_{\text{m,d}} = \frac{M_{\text{Ed}}}{W} \quad M_{\text{Ed}} = \frac{q \cdot L^2}{8}$$

$$\frac{M_{\text{Ed}}}{k_{\text{crit}} \cdot f_{\text{m,d}} \cdot W} \leq 1 \quad \Rightarrow \quad M_{\text{Ed}} \leq k_{\text{crit}} \cdot f_{\text{m,d}} \cdot W$$

$$\Rightarrow \frac{q \cdot L^2}{8} \leq k_{\text{crit}} \cdot f_{\text{m,d}} \cdot W \quad \Rightarrow \quad q \leq \frac{k_{\text{crit}} \cdot f_{\text{m,d}} \cdot W \cdot 8}{L^2 \cdot c_{\text{avst}}}$$

$$q := \frac{k_{\text{crit}} \cdot f_{\text{m,d}} \cdot W \cdot 8}{L^2 \cdot c_{\text{avst}}} = 4.274 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$