

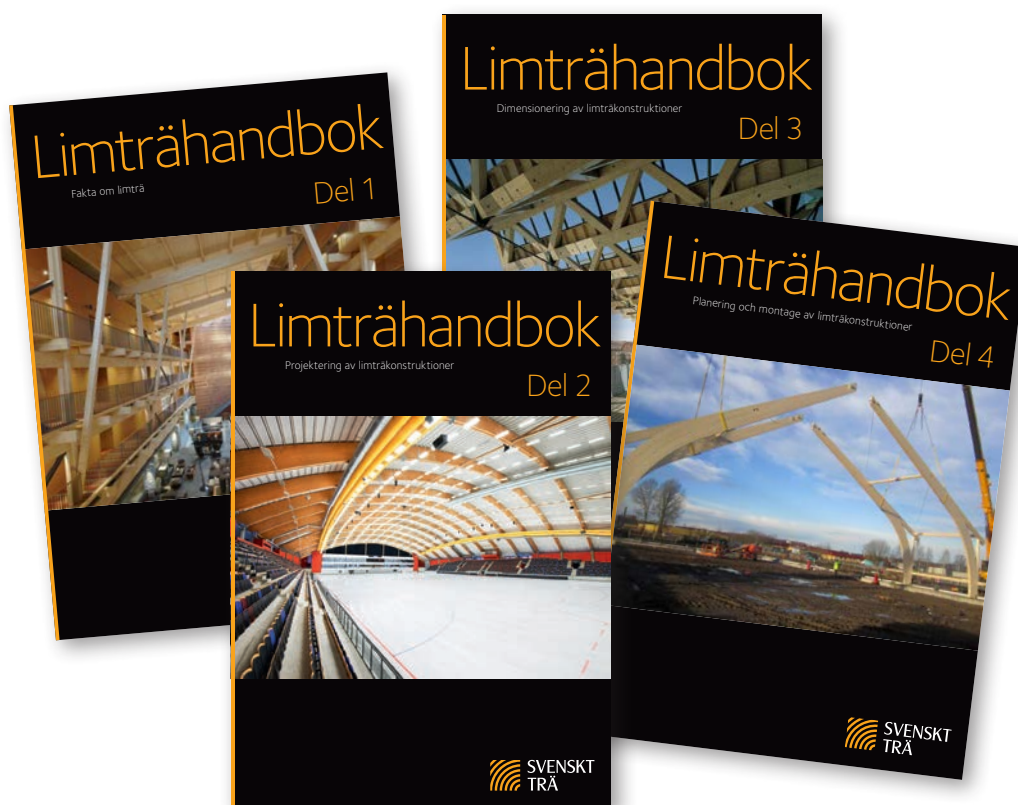
Limträhandbok

Dimensionering av limträkonstruktioner

Del 3



SVENSKT
TRÄ



Limträhandbok Del 1 – 3 är ett resultat av ett samarbete mellan limträ tillverkare och deras branschorganisationer i Finland, Norge och Sverige. Limträhandbok Del 1 – 3 finns i tre språkversioner – finska, norska och svenska. Innehållet i de olika språkversionerna är anpassade till Eurokod 5 med tillhörande nationellt anpassningsdokument, NA.

Limträhandbok Del 4 finns endast på svenska. Den är framtagen av Svenskt Trä och finansierad av de svenska limträ tillverkarna.

Denna skrift utgör Del 3 av Limträhandboken, som består av fyra delar.

- Del 1 behandlar fakta om limträ och vägledning vid projektering.
- Del 2 innehåller konstruktionsberäkningar för statisk dimensionering av limträ.
- Del 3 ger ett antal beräkningsexempel för de vanligaste limträkonstruktionerna.
- Del 4 ger kunskap om planering och montage av limträkonstruktioner.

För ytterligare kunskap, information och praktiska anvisningar om trä, limträ, KL-trä och träbyggande finns TräGuiden, www.traguiden.se, som uppdateras kontinuerligt med ny kunskap och praktiska erfarenheter. TräGuiden är mycket omfattande med tabeller, ritningar och illustrationer.

Välkommen in på www.traguiden.se!

Information om trä, limträ, KL-trä och träbyggande finns också på www.svenskttra.se.

Stockholm, mars 2016

Johan Fröbel
Svenskt Trä

Förord

Avsikten med *Limträhandbok Del 3* är att hjälpa konstruktören att dimensionera limträkonstruktioner. Boken är ett komplement till *Limträhandbok Del 2*. Dimensionering av limträkonstruktioner med stor spännvidd och därtill hörande förband har prioriterats. Förstärkning av limträkonstruktioners svaga zoner har även behandlats. Två delar ingår:

- *Första delen, sidan 6 – 79*, innehåller formelsamling, faktauppgifter och dimensioneringsanvisningar. Tabeller, diagram och figurer utgår från de viktigaste europeiska konstruktionsreglerna och kan användas för att underlätta och snabba upp dimensioneringen av limträkonstruktioner.
- *Andra delen, sidan 81 – 219*, innehåller 22 detaljerade dimensioneringsexempel som visar dimensionering av olika limträkonstruktioner.

Materialet i *Limträhandbok Del 3* refererar huvudsakligen till den europeiska standarden SS-EN 1995-1-1:2004 (Eurokod 5 – Dimensionering av träkonstruktioner, Del 1-1: Allmänt – Gemensamma regler och regler för byggnader). Några grundläggande regler för dimensionering av ställdelar och förband presenteras enligt SS-EN 1993-1-1:2005 (Eurokod 3 – Dimensionering av stålkonstruktioner, Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader). Därtill ges reglerna enligt den svenska nationella bilagan till EN 1995-1-1 som består av föreskrifterna i Boverkets konstruktionsregler, EKS 10 (BFS 2015:6). När Eurokod 5 saknar regler eller ifrågasatta dimensioneringsmetoder presenteras har andra metoder föreslagits. Dimensionering av balkar med hål, upphängda laster nära balkens dragna kant samt förstärkning mot sprickbildning förorsakad av dragspänningar vinkelrätt fiberriktningen har till exempel presenterats enligt den tyska nationella bilagan, DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 (Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten, Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau). Schweiziska SIA 265:2012 samt andra metoder som baserar sig på forskning och praktisk erfarenhet utnyttjas också.

Limträhandbok Del 3 riktar sig huvudsakligen till konstruktörer och studerande. Tolkningen av byggregler, forskningsrapporter, industriella dokument och motsvarande är gjord av författarna, och avsikten är att förmedla den gällande praxis som används vid dimensionering. Det presenterade materialet är avsett att fungera som vägledning; det slutgiltiga dimensioneringsansvaret ligger hos konstruktören.

Limträhandbok Del 3:s huvudsakliga författare är professor Roberto Crocetti, Lunds Tekniska Högskola. Bearbetningen av dimensioneringsexemplen har främst gjorts av Simone Rossi, doktorand vid Universitetet i Trento, Italien, med hjälp av doktor Tiziano Sartori, Universitetet i Trento, och Luca Costa, tidigare studerande vid Lunds Tekniska Högskola. Professor emeritus Kolbein Bell, Norges teknisk-naturvetenskapliga universitet, Trondheim, Norge, har läst manuskriptet och gjort några korrigeringar och förändringar.

Lund, mars 2016

Roberto Crocetti, professor
Lunds Tekniska Högskola



Regler och formler för dimensionering enligt Eurokod 5 6

- 1 Koordinatsystem 6
- 2 Fuktrörelser 7
- 3 Lastvaraktighet 7
- 4 Klimatklasser 8
- 5 Lastkombinationer 9
Brottgränstillstånd (ULS) 9
Bruksgränstillstånd (SLS) 10
- 6 Allmänna dimensioneringsregler för stålkonstruktioner 12
- 7 Dimensionering av träkonstruktioner 19
- 8 Dimensionering av dragna, tryckta, böjda och skjuvade konstruktioner i brottgränstillstånd, när stabilitet inte är avgörande 21
- 9 Dimensionering av tryckta och böjda konstruktioner i brottgränstillstånd, när stabilitet är avgörande 29
Balkar med urtag 37
Upphängda laster vid balkens dragna kant 38
Balkar med hål 40
- 10 Dimensionering av balkar med varierande tvärsnitt och krökta balkar 42
Vippning av balkar som har varierande tvärsnittshöjd 44
- 11 Dimensionering vid bruksgränstillstånd (SLS) 50
Allmänt 50
Deformationer 51
- 12 Timmermansförband 52
- 13 Förband med fästdon av stål 53
Parametrar som används vid dimensionering av förband 54
- 14 Stabilisering av pelare 76
- 15 Stabilisering av balkar 77
- 16 Dimensioneringsvärden för limträ 79

Dimensioneringsexempel 81

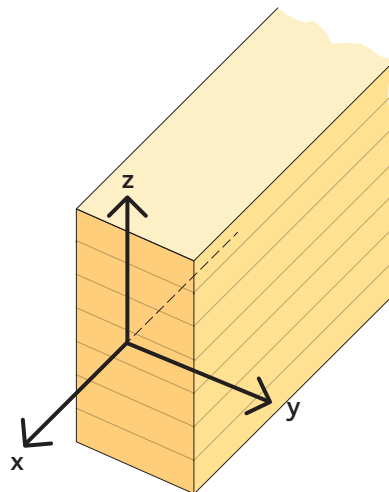
- Exempel 1: Fritt upplagd balk 81
- Exempel 2: Sadelbalk 87
- Exempel 3: Bumerangbalk 94
- Exempel 4: Krökt balk 101
- Exempel 5: Treledstakstol 107
- Exempel 6: Pelare 117
- Exempel 7: Stagningssystem 124
- Exempel 8: Fackverk 131
- Exempel 9: Golvbalk och dess infästning. Dimensionering med hänseende till brandklass 137
- Exempel 10: Ram med krökt ramhorn 142
- Exempel 11: Sammansatt ram 150
- Exempel 12: Balk med krökt under- och överram 158
- Exempel 13: Treledsbåge 168
- Exempel 14: Fackverksbåge 176
- Exempel 15: Balk med hål 184
- Exempel 16: Förstärkning av en bumerangbalksnock 189
- Exempel 17: Infästning av dragband 193
- Exempel 18: Fast inspänd pelarfot 196
- Exempel 19: Förstärkning av en balks upplag 201
- Exempel 20: Balk med urtag vid upplag 206
- Exempel 21: Knutpunkt med inslitsade stålplåtar och dymlingar 211
- Exempel 22: Ledat nockförband 216
- Symboler 220
- Referenser 223
- Friskrivningar 224
- Svensk limträindustri 225
- Publikationer och hemsidor från Svenskt Trä 227

Regler och formler för dimensionering enligt Eurokod 5

1 Koordinatsystem

I *Limträhandbok Del 3* används ett koordinatsystem där:

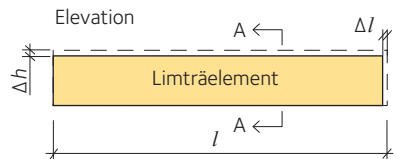
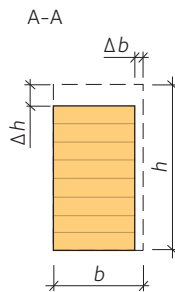
- x-axeln sammanfaller med elementets längdaxel.
- y-axeln är i elementets tvärsnittplan (vinkelrätt mot tyngdkraftens verkningsriktning).
- z-axeln är i elementets tvärsnittplan (parallellt med tyngdkraftens verkningsriktning).



Figur 1.1 Koordinatsystem.

2 Fuktrörelser

Tabell 2.1 Dimensionsförändringar hos limträelement (gäller under fibermättnadspunkten (30 %)).

Δh (eller Δb) = $\alpha_{\perp} \cdot \frac{\Delta\omega}{100} \cdot h$ (eller $\cdot b$)		
$\Delta l = \alpha_{\parallel} \cdot \frac{\Delta\omega}{100} \cdot l$		
där:		
$\alpha_{\perp} = 0,24$	är faktorn för dimensionsförändring vinkelrätt fibrerna	
$\alpha_{\parallel} = 0,01$	är faktorn för dimensionsförändring parallellt fibrerna	
h, b, l	är konstruktionsdelens höjd, bredd och längd	
$\Delta h, \Delta b, \Delta l$	är dimensionsförändringen av konstruktionsdelens höjd, bredd och längd	
$\Delta\omega$	är förändringen av virkets fuktkvot (i [%]). Vanliga värden för $\Delta\omega$ är: - inomhus (i uppvärmda rum): $\Delta\omega = 4 - 6$ - inomhus (rum som inte uppvärms): $\Delta\omega = 2 - 3$ - utomhus: $\Delta\omega = 5 - 8$	

3 Lastvaraktighet

Tabell 3.1 Lastvaraktighetsklasser.

Lastvaraktighetsklass	Akkumulerad varaktighet	Exempel på belastning
Permanent (P)	> 10 år	Egentyngd
Långtid (L)	6 månader – 10 år	Lagrat gods
Medellång (M)	1 vecka – 6 månader	Nyttig last på bjälklag Snölast
Korttid (S)	< 1 vecka	Vindlast
Momentan (I)		Vindstötar Olyckslast Enstaka koncentrerad last på yttertak



Nordens Ark, Hunnebostrand.

4 Klimatklasser

Klimatklass 1

Medelfuktkvoten för de flesta barrträslag överskrider inte 12 %, vilket motsvarar en miljö där temperaturen är 20 °C och den relativa luftfuktigheten, RF, överskrider 65 % endast under några få veckor per år.

Exempel: Ytterväggar till varaktigt uppvärmda byggnader, om de skyddas av tät och ventilerad beklädnad. Konstruktioner i uppvärmda innerutrymmen.

Klimatklass 2

Medelfuktkvoten för de flesta barrträslag överskrider inte 20 %, vilket motsvarar en miljö där temperaturen är 20 °C och den relativa luftfuktigheten, RF, överskrider 85 % endast under några få veckor per år.

Exempel: Konstruktioner i ventilerade utrymmen, om de skyddas mot direkt påverkan av nederbörd, såsom takstolar, golv i vindsutrymmen och kryppgrunder. Konstruktioner i ventilerade byggnader, som inte är permanent uppvärmda, eller utrymmen för verksamhet och lagring, som inte alstrar fukt, såsom fritidshus, kalla garage- och lagerbyggnader, jordbruksbyggnader och kryppgrunder som ventileras med utomhusluft.

Klimatklass 3

Medelfuktkvoten för de flesta barrträslag överskrider 20 %, vilket leder till en högre fuktkvot än i klimatklass 2.

Exempel: Konstruktioner som är oskyddade mot nederbörd eller som är i direkt markkontakt.

5 Lastkombinationer

Brottgränstillstånd (ULS)

Enligt SS-EN 1990, Eurokod 0, ska följande krav uppfyllas, när det är relevant:

- Jämviktskrav (EQU). Det ska påvisas att konstruktionen eller en del av den inte är instabil. Detta gäller till exempel dimensionering av mothållande förankringar eller upplag för kontinuerliga balkar, vilka kan påverkas av uppåtriktade krafter.
- Hållfasthetskrav (STR). Det ska påvisas att konstruktionen eller en del av den inte brister på grund av spänningar eller instabilitet. De deformationer som påverkar konstruktionens beteende ska beaktas.
- Geotekniska krav (GEO). Det ska påvisas att byggnadens grund uppfyller de hållfasthets- och styvhetskrav som krävs av konstruktionen.
- Utmattningskrav (FAT). Det ska påvisas att konstruktionsdelarna inte brister på grund av utmattning.

För konstruktioner gjorda av trä eller träprodukter är i ULS alltså STR normalt utslagsgivande när konstruktionens bärförmåga ska verifieras i brottgränstillstånd.

Tabell 5.1 Partialkoefficienterna γ_d i säkerhetsklasserna enligt EKS 10.

Säkerhetsklass	Omfattning av eventuella personsador	γ_d
1 - Låg	Liten risk för allvarliga personsador	0,83
2 - Normal	Någon risk för allvarliga personsador	0,91
3 - Hög	Stor risk för allvarliga personsador	1

Tabell 5.2 Dimensioneringsvärden för laster i brottgränstillstånd, jämviktskrav (EQU) och hållfasthetskrav (STR), enligt SS-EN 1990. Partialkoefficienterna γ_d enligt *tabell 5.1*. ψ -faktorerna för olika lastkombinationer är givna i *tabell 5.4, sidan 11*. För träkonstruktioner är STR-2 normalt utslagsgivande i brottgränstillstånd.

Last	Lastkombination		
	STR-1	STR-2	EQU
Permanent laster G			
Ogynnsamma	$\gamma_d \cdot 1,35 \cdot G_k$	$\gamma_d \cdot 1,2 \cdot G_k$	$\gamma_d \cdot 1,1 \cdot G_k$
Gynnsamma	$1,0 \cdot G_k$	$1,0 \cdot G_k$	$0,9 \cdot G_k$
Variabla laster Q			
Huvudlast $Q_{k,1}$	–	$\gamma_d \cdot 1,5 \cdot Q_{k,1}$	$\gamma_d \cdot 1,5 \cdot Q_{k,1}$
Samverkande variabla laster ($\sum \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$)	$\gamma_d \cdot 1,5 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$	$\gamma_d \cdot 1,5 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$	$\gamma_d \cdot 1,5 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$

När man ska bestämma vilken lastkombination som är utslagsgivande vid dimensionering, ska var och en av de variabla lasterna turvis fungera som huvudlast i de ovanstående ekvationerna. Beakta till exempel gränstillståndet STR för en fritt upplagd balk som förutom sin egen vikt belastas av en permanent last G_k , medellång variabel last $Q_{k,1}$ och en kortvarig oberoende variabel last $Q_{k,2}$. I STR-2 ska man betrakta följande lastkombinationer för att bestämma en verkan, LC_i (till exempel av böjmoment):



Ulls Hus, Uppsala.

$$\begin{aligned} \gamma_d \cdot 1,2 \cdot G_k &\rightarrow LC_1 \\ \gamma_d \cdot (1,2 \cdot G_k + 1,5 \cdot Q_{k,1}) &\rightarrow LC_2 \\ \gamma_d \cdot (1,2 \cdot G_k + 1,5 \cdot Q_{k,2}) &\rightarrow LC_3 \\ \gamma_d \cdot (1,2 \cdot G_k + 1,5 \cdot Q_{k,1} + 1,5 \cdot \psi) &\rightarrow LC_4 \\ \gamma_d \cdot (1,2 \cdot G_k + 1,5 \cdot Q_{k,2} + 1,5 \cdot \psi) &\rightarrow LC_5 \end{aligned}$$

där $k_{\text{mod,perm}}$, $k_{\text{mod,med}}$ och $k_{\text{mod,short}}$ är modifieringsfaktorerna för permanent, medellång och kort lastvaraktighet. De motsvarande dimensioneringsvärdena LC_d är:

$$LC_d = \max \begin{cases} LC_1/k_{\text{mod, perm}} \\ LC_2/k_{\text{mod, med}} \\ LC_3/k_{\text{mod, short}} \\ LC_4/k_{\text{mod, short}} \\ LC_5/k_{\text{mod, short}} \end{cases}$$

För takkonstruktioner är de variabla lasterna normalt $Q_{k,1}$: "snölast" och $Q_{k,2}$: "vindlast". I dessa fall är LC_2 och ibland LC_3 (för relativt branta tak) den utslagsgivande lastkombinationen.

Bruksgränstillstånd (SLS)

För träkonstruktioner ska följande krav verifieras:

- Deformationskrav.
- Vibrationskrav.

Deformationskrav

Lastkombinationerna i SLS är givna i SS-EN 1990, Eurokod 0 och de är:

- Karakteristisk kombination.
- Frekvent kombination.
- Kvasipermanent kombination.

Enligt SS-EN 1995-1-1, avsnitt 2.3.2 gäller:

Den omedelbara deformationen, u_{inst} bör beräknas för den karakteristiska lastkombinationen, se SS-EN 1990, avsnitt 6.5.3(2) a, med användande av medelvärde av elasticitetsmodul, skjuvmodul och förskjutningsmodul.

Den slutliga deformationen, u_{fin} bör beräknas för den kvasipermanenta lastkombinationen, se EN 1990, avsnitt 6.5.3(2) c.

För bärverk bestående av delar, komponenter och förband med samma krypbeteende och under antagande av linjärt förhållande mellan laster och motsvarande deformationer får, som förenkling den slutliga utböjningen, u_{fin} , beräknas som:

$$u_{\text{fin}} = u_{\text{fin,G}} + U_{\text{fin,Q,1}} + \sum u_{\text{fin,Q,i}}$$

där:

$$u_{\text{fin,G}} = u_{\text{inst,G}} (1 + k_{\text{def}}) \quad \text{för en permanent last, } G.$$

$$u_{\text{fin,Q,1}} = u_{\text{inst,Q,1}} (1 + k_{\text{def}}) \quad \text{för huvudlasten av de variabla lasterna, } Q_1.$$

$$u_{\text{fin,Q,i}} = u_{\text{inst,Q,i}} (1 + k_{\text{def}}) \quad \text{för samhörande variabla laster, } Q_i \text{ (} i > 1 \text{)}.$$

Klimatklass	1	2	3
k_{def}	0,60	0,80	2,00

Tabell 5.3 Lastkombinationerna i bruksgränstillstånd enligt SS-EN 1990, avsnitt 6.5.3. ψ -faktorerna för olika laster är givna i *tabell 5.4*.

Last	Lastkombination		
	Karakteristisk ¹⁾	Frekvent ²⁾	Kvasi-permanent ³⁾
Permanent last G	$1,0 \cdot G_k$	$1,0 \cdot G_k$	$1,0 \cdot G_k$
Variabla laster Q			
- Huvudlast Q_{k1}	$1,0 \cdot Q_{ki}$	$\psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}$	
- Samverkande variabla laster ($\sum \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$)	$\psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$	$\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$	$\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$

¹⁾ motsvarar "bestående skada" (irreversibla deformationer).

²⁾ motsvarar "tillfällig stor deformation" (reversibla deformationer).

³⁾ motsvarar "långvarig belastning" (inverkan av krypning).

Tabell 5.4 ψ -faktorerna för olika laster enligt SS-EN 1990.

Last	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Nyttig last i byggnader, kategori ¹⁾			
A: Rum och utrymmen i bostäder	0,7	0,5	0,3
B: Kontorslokaler	0,7	0,5	0,3
C: Samlingslokaler	0,7	0,7	0,6
D: Affärslokaler	0,7	0,7	0,6
E: Lagerutrymmen	1,0	0,9	0,8
F: Utrymmen med fordonstrafik, fordonstyngd ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
G: Utrymmen med fordonstrafik, $30 \text{ kN} < \text{fordonstyngd} \leq 160$ kN	0,7	0,5	0,3
H: Yttertak	0	0	0
Snölast			
$s_k \geq 3 \text{ kN/m}^2$	0,8	0,6	0,2
$2,0 \leq s_k < 3,0 \text{ kN/m}^2$	0,7	0,4	0,2
$1,0 \leq s_k < 2,0 \text{ kN/m}^2$	0,6	0,3	0,1
Vindlast	0,3	0,2	–
Temperaturlast (ej vid brand) i byggnader	0,6	0,5	0

¹⁾ Kategori enligt SS-EN 1991-1-1.

6 Allmänna dimensioneringsregler för stålkonstruktioner



Hus M, Linnéuniversitetet, Växjö.

Tabell 6.1 Dimensioneringsvärdet för stålkonstruktioners hållfasthet i brottgränstillstånd (ULS).

$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$ $f_{ud} = \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$	
där:	
f_{yd}	är dimensioneringsvärdet för sträckgränsen.
f_{ud}	är dimensioneringsvärdet för brottgränsen.
f_y	är det karakteristiska värdet för sträckgränsen.
f_u	är det karakteristiska värdet för brottgränsen.
$\gamma_{M0} = 1,0$	är partialkoefficienten för bruttotvärsnittet vid allmän flytning.
γ_{M2}	är partialkoefficienten för nettotvärsnittets bärförmåga ($\gamma_{M2} = 1,1$) och förbandens bärförmåga ($\gamma_{M2} = 1,2$).

Tabell 6.2 Materialegenskaper.

Elasticitetsmodul	$E = 210\,000\text{ MPa}$
Skjuvmodul	$G = 81\,000\text{ MPa}$
Värmeutvidgningskoefficient	$\alpha = 12\ (\mu\text{m/m})/\text{°C}$
Tvärkontraktionstal	$\nu = 0,3$
Densitet	$\rho = 7\,850\text{ kg/m}^3$

Tabell 6.3 Karakteristiska värden för sträckgräns f_y och brottgräns f_u för varmvalsade konstruktionsstål enligt SS-EN 10025-2.

Stålsort	Nominell materialtjocklek t [mm]			
	$t \leq 40\text{ mm}$		$40 < t \leq 80\text{ mm}$	
	f_y [MPa]	f_u [MPa]	f_y [MPa]	f_u [MPa]
S235	235	360	215	360
S275	275	430	255	410
S355	355	510	335	470
S450	440	550	410	550

Tabell 6.4 Karakteristiska värden för sträckgräns f_{yb} och brottgräns f_{ub} för skruvar enligt SS-EN 15048-1.

Skruvens hållfasthetsklass	f_{yb} [MPa]	f_{ub} [MPa]
4.6	240	400
4.8	320	400
5.6	300	500
5.8	400	500
6.8	480	600
8.8	640	800
10.9	900	1 000

Tabell 6.5 Nominell area (bruttoarea) A_n och spänningsarea A_s för skruvar.

Skruv	Nominell diameter d_n [mm]	Nominell area A_n [mm ²]	Spänningsarea A_s [mm ²]
M12	12	113	84
M16	16	201	157
M20	20	314	245
M24	24	452	353
M27	27	572	459
M30	39	707	561

Tabell 6.6 Bärförmåga för nettotvärsnitt enligt Eurokod 3, avsnitt 6.2.3.

<p>Tvärsnitt a-a: bruttotvärsnitt</p> $N_{sd} \leq N_{Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\gamma_{M0} = 1,0)$		
<p>Tvärsnitt b-b: nettotvärsnitt</p> $N_{sd} \leq N_{Rd} = 0,9 \cdot \frac{A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \quad (\gamma_{M2} = 1,1)$		
<p>där:</p>		
N_{sd}	är dimensioneringsvärdet för den axiella kraften.	
N_{Rd}	är dimensioneringsvärdet för den axiella bärförmågan.	
f_y	är det karakteristiska värdet för sträckgränsen.	
f_u	är det karakteristiska värdet för brottgränsen.	
A	är bruttotvärsnittets area.	
A_{net}	är nettotvärsnittets area.	
γ_{M0} och γ_{M2}	är partialkoefficienterna för bärförmåga ($\gamma_{M0} = 1,0$ och $\gamma_{M2} = 1,1$).	

Tabell 6.7 Avstånden mellan skruvar i (a) skjuvförband, (b) drag- eller tryckförband. (Måtten e_2 och p_2 gäller även för avstånd som inte sammanfaller med spänningsriktningen).

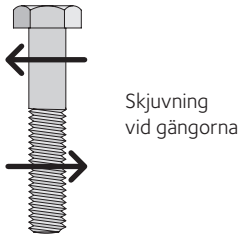
<p>a)</p>	$1,2 \cdot d_0 \leq e_1 \leq \max \{12 \cdot t, 150 \text{ mm}\}$ $1,5 \cdot d_0 \leq e_2 \leq \max \{12 \cdot t, 150 \text{ mm}\}$ $2,2 \cdot d_0 \leq p_1 \leq \max \{14 \cdot t, 200 \text{ mm}\}$ $3,0 \cdot d_0 \leq p_2 \leq \max \{14 \cdot t, 200 \text{ mm}\}$		
	Rekommenderade avstånd [mm]		
Skruv	$p_1; p_2$	e_1	e_2
M12	40	30	25
M16	55	40	30
M20	70	50	40
M24	80	60	50
M27	90	70	55
M30	100	75	60

Tabell 6.8 Skruvens karakteristiska bärförmåga vid hålkantstryck när stålplåten har tjockleken $t_p = 10 \text{ mm}$. Värdena gäller endast för de rekommenderade avstånden e_2 och p_2 givna i *tabell 6.7*. Motsvarande dimensioneringsvärden fås, om de karakteristiska värdena multipliceras med $(1/\gamma_{M2})$, där $\gamma_{M2} = 1,2$.

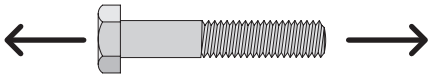
<p>b)</p>	$F_{b,Rk} = k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t$ $\alpha_b = \min \begin{cases} e_1 / (3 \cdot d_0) \\ p_1 / (3 \cdot d_0) - 0,25 \\ f_{ub} / f_u \\ 1 \end{cases}$ $k_1 = \min \begin{cases} e_1 / (3 \cdot d_0) - 1,7 \\ 2,5 \end{cases}$							
	Skruvdiameter d [mm]	12	16	20	22	24	27	30
Håldiameter d_0 [mm]	13	18	22	24	26	30	33	
Karakteristisk bärförmåga [kN] ¹⁾								
Stålsort	S235	83	107	136	151	166	182	204
	S275	99	127	163	181	198	218	244
	S355	118	151	193	214	235	258	289

¹⁾ Värden för andra plåttjocklekar t än $t_p = 10 \text{ mm}$ fås om de givna värdena multipliceras med t/t_p .

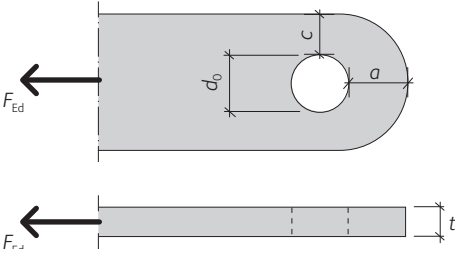
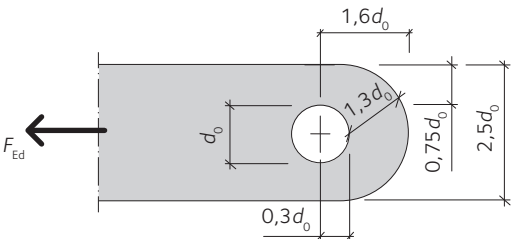
Tabell 6.9 Karakteristisk bärförmåga vid skjuvning per skruv och skjuvplan. Motsvarande dimensioneringsvärden fås, om de karakteristiska värdena multipliceras med $(1/\gamma_{M2})$, där $\gamma_{M2} = 1,2$.

		$F_{v,Rk} = C_1 \cdot f_{ub} \cdot A_s$ $C_1 = \begin{cases} 0,6 & \text{för skruv 4.6 5.6 och 8.8} \\ 0,5 & \text{för skruv 4.8 5.8 6.8 och 10.9} \end{cases}$						
Skruvdiameter d [mm]	12	16	20	22	24	27	30	
Håldiameter d_0 [mm]	13	18	22	24	26	30	33	
Karakteristisk bärförmåga [kN]								
Skruvens hållfasthetsklass	4.6	20	38	59	73	85	110	135
	5.6	25	47	73	91	106	138	168
	8.8	40	75	118	145	169	220	269
	10.9	42	78	122	151	176	229	280

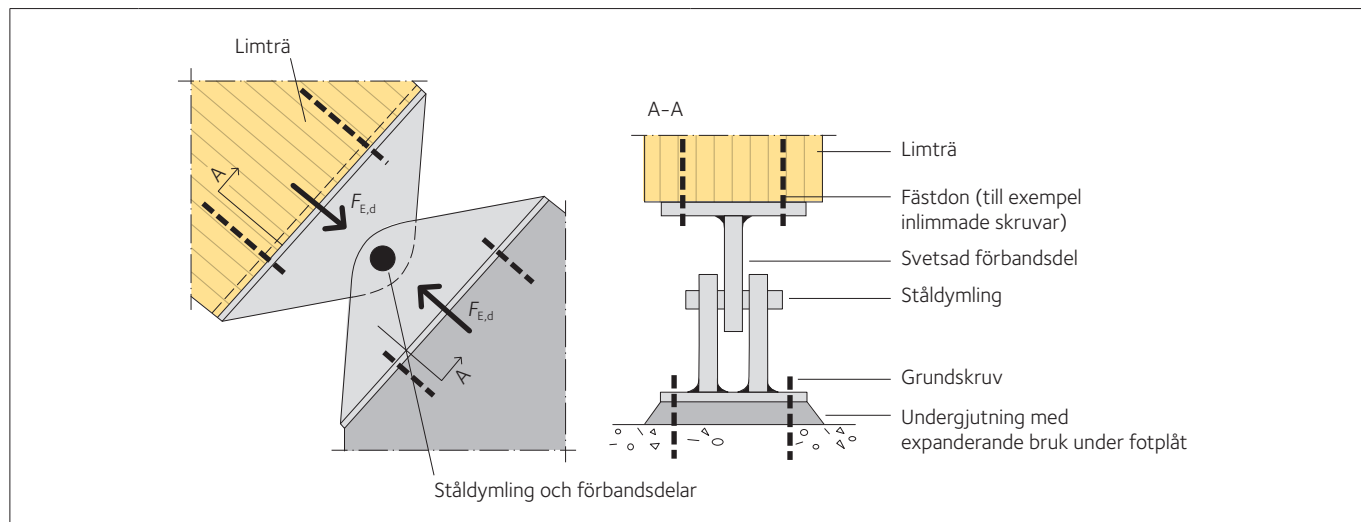
Tabell 6.10 Karakteristisk bärförmåga vid dragning per skruv. Motsvarande dimensioneringsvärden fås, om de karakteristiska värdena multipliceras med $(1/\gamma_{M2})$, där $\gamma_{M2} = 1,2$.

		$F_{t,Rk} = 0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s$						
Skruvdiameter d [mm]	12	16	20	22	24	27	30	
Karakteristisk bärförmåga [kN]								
Skruvens hållfasthetsklass	4.6	30	56	88	109	127	165	202
	5.6	38	71	110	136	159	207	252
	8.8	61	113	176	218	254	330	404
	10.9	76	141	220	272	318	413	505

Tabell 6.11 Geometriska krav på förband med axeltapp enligt SS-EN 1993-1-8.

Plättjockleken t och tappdiametern d är givna	
	$a \geq \frac{F_{E,d} \cdot \gamma_{M0}}{2 \cdot t \cdot f_y} + \frac{2 \cdot d_0}{3}$ $c \geq \frac{F_{E,d} \cdot \gamma_{M0}}{2 \cdot t \cdot f_y} + \frac{d_0}{3}$
Geometrin är given	
	$t \geq 0,7 \cdot \sqrt{\frac{F_{E,d} \cdot \gamma_{M0}}{f_y}}$ $d_0 \leq 2,5 \cdot t$

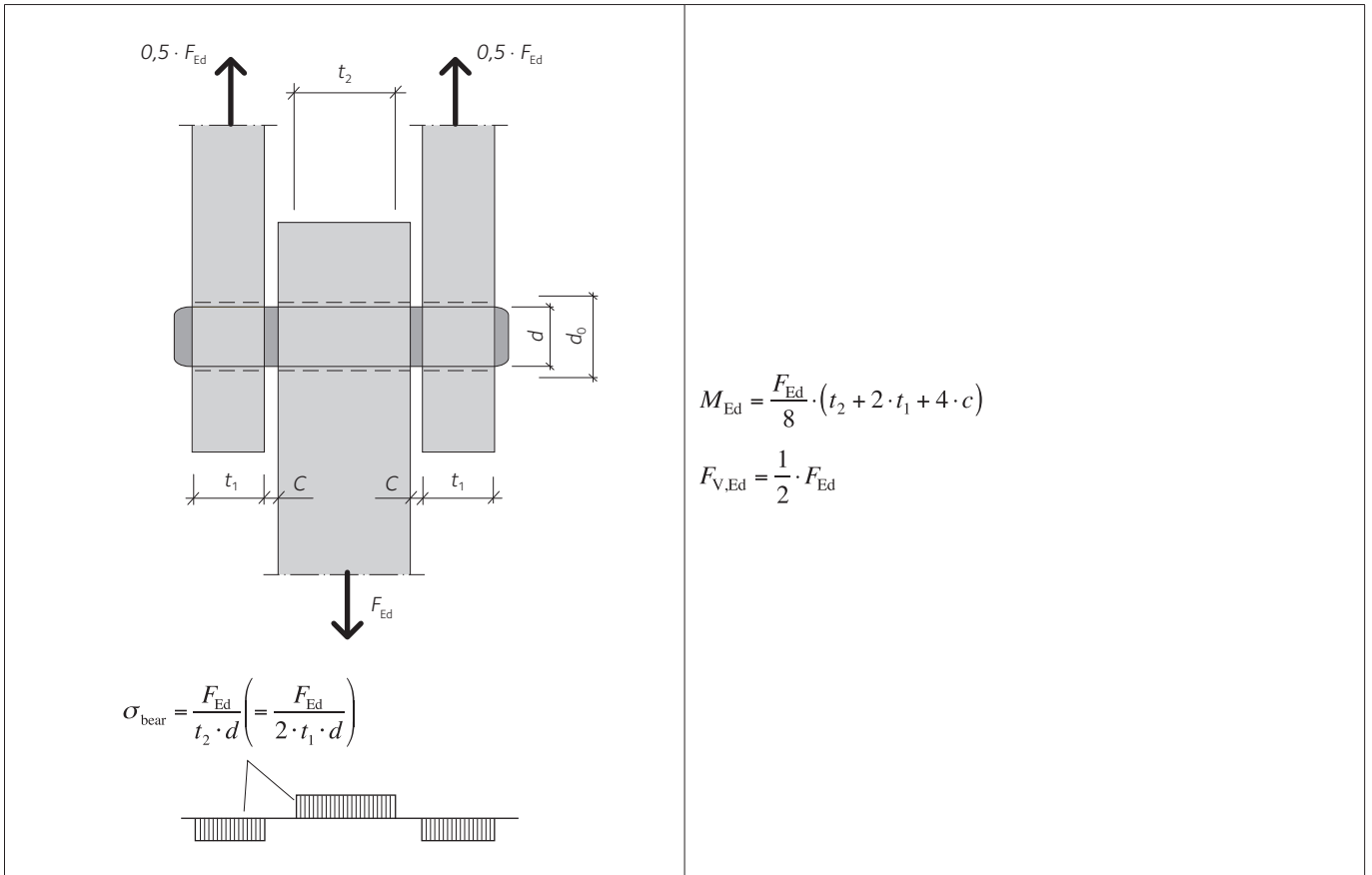
Tabell 6.12 Dimensioneringsregler för förband med axeltapp enligt SS-EN 1993-1-8.



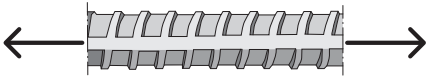
Brottkriterium		Dimensioneringsvillkor
Tappens bärförmåga vid skjuvning (per skjuvplan)		$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot A \cdot f_{u,p}}{\gamma_{M2}}$
Tappens bärförmåga vid hålkantstryck (per stålplåt)		$F_{b,Rd} = \frac{1,5 \cdot t \cdot d \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$
Tappens bärförmåga vid böjning		$M_{Rd} = \frac{1,5 \cdot W \cdot f_{y,p}}{\gamma_{M0}}$
Tappens bärförmåga vid kombinerad skjuvning och böjning		$\left(\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right)^2 + \left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \right)^2 \leq 1 \quad 1)$
d	är tappens diameter.	
f_y	är tappens eller stålplåtens sträckgräns, det mindre värdet väljs.	
$f_{u,p}$	är tappens brottgräns.	
$f_{y,p}$	är tappens sträckgräns.	
t	är stålplåtens tjocklek.	
A	är tappens tvärsnittsarea ($=\pi \cdot d^2/4$).	
W	är tappens elastiska böjmotstånd ($=\pi \cdot d^3/32$).	

¹⁾ M_{Ed} och $F_{v,Ed}$ beräknas enligt tabell 6.13, sidan 17.

Tabell 6.13 Böjmoment och tvärkraft för en tapp med två skjuvplan.



Tabell 6.14 Karakteristisk bärförmåga vid dragning för några specialstänger som används i träkonstruktioner. Motsvarande dimensioneringsvärden fås, om de karakteristiska värdena multipliceras med $(1/\gamma_{M2})$, där $\gamma_{M2} = 1,2$.

		$F_{t,Rk} = f_{ub} \cdot A_s$					
Nominell stängdiameter d [mm]		26,5	28	32	36	40	50
Diameter vid gängorna [mm]		30	32	36	40	45	56
Nominell area A_s [mm ²]		551	616	804	1 018	1 256	1 963
		Karakteristisk bärförmåga vid dragning [kN]					
Stängens hållfasthetsklass (f_y/f_u)	GWS (950/1050)	579	-	844	1 069	1 319	-
	GEWI (500/550)	-	339	442	-	691	1 080

Tabell 6.15 Karakteristisk bärförmåga för källsvetsar. Motsvarande dimensioneringsvärden fås, om de karakteristiska värdena multipliceras med $(1/\gamma_{M2})$, där $\gamma_{M2} = 1,2$.

<p>Källsvets i sidor</p>		$F_{W,Rk} = \frac{f_u}{\sqrt{3}} \cdot \frac{a \cdot l}{\beta_w} \quad ^{1)}$							
<p>Källsvets i ände</p>		$F_{W,Rk} = \frac{f_u}{\sqrt{2}} \cdot \frac{a \cdot l}{\beta_w}$							
a-mått [mm]		3	4	5	6	7	8	9	
Bärförmåga för källsvets, [kN], för en svetslängd på 100 mm ²⁾									
Stålsort	S235 ($\beta_w = 0,8$)	Sidosvets	78	104	130	156	182	208	234
		Ändsvets	95	127	159	191	223	255	286
	S275 ($\beta_w = 0,85$)	Sidosvets	88	117	146	175	204	234	263
		Ändsvets	108	143	179	215	250	286	322
	S355 ($\beta_w = 0,9$)	Sidosvets	98	131	163	196	229	262	294
		Ändsvets	120	160	200	240	280	320	361

¹⁾ Bärförmåga för en enskild källsvets.

²⁾ Värden för andra längder än 100 mm fås om de givna värdena multipliceras med $l/100$.

7 Dimensionering av träkonstruktioner

Tabell 7.1 Dimensioneringsvärdet för träprodukters hållfasthet i brottgränstillstånd.

$f_d = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_k}{\gamma_M}$	
där:	
f_d	är dimensioneringsvärdet för hållfastheten.
f_k	är det karakteristiska värdet för hållfastheten.
k_{mod}	är modifieringsfaktorn som beaktar lastens varaktighet och materialets fuktkvot (klimatklass).
γ_m	är partialkoefficienten för materialet, se tabell 7.2.

Tabell 7.2 Partialkoefficienten γ_M för material i brottgränstillstånd enligt SS-EN 1995-1-1, avsnitt 2.4.1.

Material	γ_M
Konstruktionsvirke	1,3
Limträ	1,25
Fanerträ, plywood, OSB	1,2
Förband	1,3

Tabell 7.3 Modifieringsfaktorn k_{mod} för olika klimatklasser och lastvaraktighetsklasser enligt SS-EN 1995-1-1, avsnitt 3.1.3.

Material	Standard	Klimatklass	Lastvaraktighetsklass				
			P	L	M	S	I
Konstruktionsvirke	SS-EN 14081-1	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Limträ	SS-EN 14080	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Fanerträ	SS-EN 14374	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	SS-EN 14279	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Plywood	SS-EN 636	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
OSB	SS-EN 300						
	OSB/2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
	OSB/3	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
	OSB/4	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
	OSB/3	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
	OSB/4	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90

Tabell 7.4 Karakteristiska hållfasthetsvärden och styvhetsvärden för kombinerat limträ enligt SS-EN 14080. Mekaniska egenskaper i MPa och densitet i kg/m³. Se *Limträhandbok Del 2, avsnitt 1.3.5, sidan 19*, för information gällande klyvsågade balkar.

Egenskap	GL20c	GL22c	GL24c	GL26c	GL28c	GL30c	GL32c
Hållfasthetsvärden							
Böjning parallellt fibrerna $f_{m,k}$ ¹⁾	20	22	24	26	28	30	32
Dragning parallellt fibrerna $f_{t,0,k}$	15,0	16,0	17,0	19,0	19,5	19,5	19,5
Dragning vinkelrätt fibrerna $f_{t,90,k}$	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
Tryck parallellt fibrerna $f_{c,0,k}$	18,5	20,0	21,5	23,5	24,0	24,5	24,5
Tryck vinkelrätt fibrerna $f_{c,90,k}$	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
Längsskjuvning $f_{v,k}$ (skjuvning och vridning)	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5
Rullskjuvning $f_{r,k}$	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
Styvhetsvärden för beräkning av bärförmåga							
Elasticitetsmodul $E_{0,05}$	8 600	8 600	9 100	10 000	10 400	10 800	11 200
Elasticitetsmodul $E_{90,05}$	250	250	250	250	250	250	250
Skjuvmodul G_{05}	540	540	540	540	540	540	540
Styvhetsvärden för beräkning av deformation							
Elasticitetsmodul $E_{0,mean}$	10 400	10 400	11 000	12 000	12 500	13 000	13 500
Elasticitetsmodul $E_{90,mean}$	300	300	300	300	300	300	300
Skjuvmodul G_{mean}	650	650	650	650	650	650	650
Densitet							
Densitet ρ_k	355	355	365	385	390	390	400
Densitet ρ_{mean}	390	390	400	420	430	430	440

¹⁾ Böjhållfastheten i förhållande till den vecka axeln antas vara lika med böjhållfastheten i förhållande till den styva axeln. Se *Limträhandbok Del 2, avsnitt 1.3.4, sidan 16* för mer information.

Tabell 7.5 Karakteristiska hållfasthetsvärden och styvhetsvärden för homogent limträ enligt SS-EN 14080. Mekaniska egenskaper i MPa och densiteter i kg/m³. Se *Limträhandbok Del 2, avsnitt 1.3.5, sidan 19*, för information gällande klyvsågade balkar.

Egenskap	GL20h	GL22h	GL24h	GL26h	GL28h	GL30h	GL32h
Hållfasthetsvärden							
Böjning parallellt fibrerna $f_{m,k}$ ¹⁾	20	22	24	26	28	30	32
Dragning parallellt fibrerna $f_{t,0,k}$	16,0	17,6	19,2	20,8	22,4	24,0	25,6
Dragning vinkelrätt fibrerna $f_{t,90,k}$	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
Tryck parallellt fibrerna $f_{c,0,k}$	20	22	24	26	28	30	32
Tryck vinkelrätt fibrerna $f_{c,90,k}$	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
Längsskjuvning $f_{v,k}$ (skjuvning och vridning)	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5
Rullskjuvning $f_{r,k}$	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
Styvhetsvärden för beräkning av bärförmåga							
Elasticitetsmodul $E_{0,05}$	7 000	8 800	9 600	10 100	10 500	11 300	11 800
Elasticitetsmodul $E_{90,05}$	250	250	250	250	250	250	250
Skjuvmodul G_{05}	540	540	540	540	540	540	540
Styvhetsvärden för beräkning av deformation							
Elasticitetsmodul $E_{0,mean}$	8 400	10 500	11 500	12 100	12 600	13 600	14 200
Elasticitetsmodul $E_{90,mean}$	300	300	300	300	300	300	300
Skjuvmodul G_{mean}	650	650	650	650	650	650	650
Densitet							
Densitet ρ_k	340	370	385	405	425	430	440
Densitet ρ_{mean}	370	410	420	445	460	480	490

¹⁾ Böjhållfastheten i förhållande till den vecka axeln antas vara lika med böjhållfastheten i förhållande till den styva axeln. Se *Limträhandbok Del 2, avsnitt 1.3.4, sidan 16*, för mer information.

8 Dimensionering av dragna, tryckta, böjda och skjuvade konstruktioner i brottgränstillstånd, när stabilitet inte är avgörande

Tabell 8.1 Dragning parallellt med fiberriktningen enligt SS-EN 1995-1-1, avsnitt 6.1.2.

$\sigma_{t,0,d} = \frac{F_{t,0,d}}{A_n} \leq f_{t,0,d}$		
där:		
$\sigma_{t,0,d}$	är dimensioneringsvärdet för dragspänning parallellt fibrerna.	
$f_{t,0,d}$	är dimensioneringsvärdet för draghållfasthet parallellt fibrerna. *	
$F_{t,0,d}$	är dimensioneringsvärdet för dragkraft parallellt fibrerna.	
A_n	är nettotvärsnittets area.	
$h \leq 231$ mm	$f_{t,k} \cdot 1,1$	
231 mm < h < 600 mm	$f_{t,k} \cdot \left(\frac{600}{h}\right)^{0,1}$	
$h \geq 600$ mm	$f_{t,k}$	

* Karakteristisk draghållfasthet beror av h .

Tabell 8.2 Tryck parallellt med fiberriktningen enligt SS-EN 1995-1-1, avsnitt 6.1.4.

$\sigma_{c,0,d} = \frac{F_{c,0,d}}{A_n} \leq f_{c,0,d}$		
där:		
$\sigma_{c,0,d}$	är dimensioneringsvärdet för tryckspänning parallellt fibrerna.	
$f_{c,0,d}$	är dimensioneringsvärdet för tryckhållfasthet parallellt fibrerna.	
$F_{c,0,d}$	är dimensioneringsvärdet för tryckkraft parallellt fibrerna.	
A_n	är nettotvärsnittets area.	
$h \leq 231$ mm	$f_{m,k} \cdot 1,1$	
231 mm < h < 600 mm	$f_{m,k} \cdot \left(\frac{600}{h}\right)^{0,1}$	
$h \geq 600$ mm	$f_{m,k}$	

Tabell 8.3 Böjning i förhållande till en huvudaxel enligt SS-EN 1995-1-1, avsnitt 6.1.6.

$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W_n} \leq f_{m,d}$		
där:		
$\sigma_{m,d}$	är dimensioneringsvärdet för böjspänning i förhållande till y-axeln.	
$f_{m,d}$	är dimensioneringsvärdet för böjhållfasthet. *	
M_d	är dimensioneringsvärdet för böjmoment.	
W_n	är nettotvärsnittets böjmomentstånd.	
$h \leq 231$ mm	$f_{m,k} \cdot 1,1$	
231 mm < h < 600 mm	$f_{m,k} \cdot \left(\frac{600}{h}\right)^{0,1}$	
$h \geq 600$ mm	$f_{m,k}$	

* Karakteristisk böjhållfasthet beror av h .

8 Dimensionering av dragna, tryckta, böjda och skjuvade konstruktioner i brottgränstillstånd, när stabilitet inte är avgörande

Tabell 8.4 Böjning i förhållande till två huvudaxlar enligt SS-EN 1995-1-1, avsnitt 6.1.6.

$\frac{M_{y,d}}{W_{n,y} \cdot f_{m,y,d}} + 0,7 \cdot \frac{M_{z,d}}{W_{n,z} \cdot f_{m,z,d}} \leq 1$ <p>och</p> $0,7 \cdot \frac{M_{y,d}}{W_{n,y} \cdot f_{m,y,d}} + \frac{M_{z,d}}{W_{n,z} \cdot f_{m,z,d}} \leq 1$		
där:		
$f_{m,y,d}$ och $f_{m,z,d}$	är dimensioneringsvärdena för böjspänningarna i förhållande till y- och z-axeln.	
$W_{n,y}$ och $W_{n,z}$	är nettotvårsnittets böjmotstånd i förhållande till y- och z-axeln.	
$M_{y,d}$ och $M_{z,d}$	är dimensioneringsvärdena för böjmomenten i förhållande till y- och z-axeln.	

Tabell 8.5 Tvärkraft vid upplag.

<p>Dimensioneringsvärdet för tvärkraft kan reduceras vid upplagen enligt ovanstående figur. Dessutom kan inverkan av punktlaster på övre sidan av balken lämnas obeaktad, om lasten befinner sig närmare än avstånd "h" från upplagskanten.</p>	

Tabell 8.6 Skjuvning förorsakad av böjning enligt SS-EN 1995-1-1, avsnitt 6.1.7.

$\tau_d = \frac{V_d \cdot S}{I \cdot b} \leq k_{cr} \cdot f_{v,d}$		
där:		
τ_d	är dimensioneringsvärdet för skjuvspänning.	
$f_{v,d}$	är dimensioneringsvärdet för skjuvhållfasthet.	
V_d	är dimensioneringsvärdet för tvärkraft.	
S	är tvärsnittets maximala statiska moment (för fyrkantstvårsnitt $S = b \cdot h^2/8$).	
I	är tvärsnittets tröghetsmoment i förhållande till neutralaxeln (för fyrkantstvårsnitt $I = b \cdot h^3/12$).	
k_{cr}	= 0,67 för limträ som är exponerat eller 0,857 för limträ som inte är exponerat för nederbörd och solstrålning.	

Tabell 8.7 Överföring av tvärkrafter som förmedlas av konsoler.

$\tau_d = \frac{V_d}{A^*} \leq \begin{cases} 0,5 \cdot f_{v,d} & \text{vid skjuvning // fibrerna (figur a)} \\ f_{r,d} & \text{vid skjuvning } \perp \text{ fibrerna (figur b)} \end{cases}$		
där:		
τ_d	är dimensioneringsvärdet för skjuvspänning.	
$f_{v,d}$	är dimensioneringsvärdet för skjuvhållfasthet parallellt fibrerna.	
$f_{r,d}$	är dimensioneringsvärdet för skjuvhållfasthet vinkelrätt fibrerna (rullskjuvning).	
V_d	är dimensioneringsvärdet för tvärkraft.	
A^*	är arean som är utsatt för skjuvning ($A^* = b \cdot d$, där $d = \min(a, 8 \cdot t)$).	
<p>Observera att knapen alltid ska limmas under kontrollerade fukt- och temperaturförhållanden, företrädesvis redan hos limträ tillverkaren. Dessutom rekommenderas att man alltid använder förstärkande träskruvar, som visas i figurerna till höger, om dragning vinkelrätt fibrerna kan förekomma.</p>		

8 Dimensionering av dragna, tryckta, böjda och skjuvade konstruktioner i brottgränstillstånd, när stabilitet inte är avgörande

Tabell 8.8 Kombinerad böjning och axiell dragning enligt SS-EN 1995-1-1, avsnitt 6.2.3.

$\frac{F_{t,0,d}}{A_n \cdot f_{t,0,d}} + \frac{M_d}{W_n \cdot f_{m,d}} \leq 1$		
där:		
$f_{t,0,d}$	är dimensioneringsvärdet för draghållfasthet parallellt fibrerna.	
$f_{m,d}$	är dimensioneringsvärdet för böjhållfasthet.	
$F_{t,0,d}$	är dimensioneringsvärdet för dragkraft parallellt fibrerna.	
M_d	är dimensioneringsvärdet för böjmoment.	
A_n	är nettotvärsnittets area.	
W_n	är nettotvärsnittets böjmotstånd.	

Tabell 8.9 Kombinerad böjning och axiellt tryck enligt SS-EN 1995-1-1, avsnitt 6.2.4.

$\left(\frac{F_{c,0,d}}{A_n \cdot f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{M_d}{W_n \cdot f_{m,d}} \leq 1$		
där:		
$f_{c,0,d}$	är dimensioneringsvärdet för tryckhållfasthet parallellt fibrerna.	
$f_{m,d}$	är dimensioneringsvärdet för böjhållfasthet.	
$F_{c,0,d}$	är dimensioneringsvärdet för tryckkraft parallellt fibrerna.	
M_d	är dimensioneringsvärdet för böjmoment.	
A_n	är nettotvärsnittets area.	
W_n	är nettotvärsnittets böjmotstånd.	

Tabell 8.10 Effektiv kontaktarea i tryck vinkelrätt mot fiberriktningen enligt SS-EN 1995-1-1, avsnitt 6.1.5.

$l_{ef} = l + l_l + l_r$ $A_{ef} = b \cdot (l + l_l + l_r)$	
där:	
l_{ef}	är upplagets effektiva längd vid tryck vinkelrätt fibrerna.
A_{ef}	är upplagets effektiva kontaktarea vid tryck vinkelrätt fibrerna.
b	är balkens bredd.
l	är upplagets verkliga längd.
l_l och l_r	är upplagets fiktiva tillägglängder (= min {30 mm; l }).

Tabell 8.11 Effektiv kontaktarea i tryck med vinkeln α mot fiberriktningen, enligt Colling, F., Holzbau Grundlagen, Bemessungshilfen 2. überarbeitete Auflage, Vieweg+Teubner, Wiesbaden 2008.

$l_{ef} = l + 30 \cdot \cos \gamma$	$t_{ef} = t + 30 \cdot \sin \gamma$	$l_{ef} = l + \min \left(\frac{l_l}{30 \cdot \sin \alpha} \right) + 30 \cdot \cos \gamma$

Tabell 8.12 Tryck vinkelrätt mot fiberriktningen enligt SS-EN 1995-1-1, avsnitt 6.1.5. (k_1 är en faktor som rekommenderas av författarna till *Limträhandbok Del 3* men saknas i SS-EN 1995-1-1).

$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{l_{ef} \cdot b} \leq k_{c,90} \cdot k_1 \cdot f_{c,90,d}$		
<p>där:</p>		
$\sigma_{c,90,d}$	är dimensioneringsvärdet för tryckspänning vinkelrätt fibrerna.	
$f_{c,90,d}$	är dimensioneringsvärdet för tryckhållfasthet vinkelrätt fibrerna.	
$F_{c,90,d}$	är dimensioneringsvärdet för tryckkraft vinkelrätt fibrerna.	
l_{ef}	är upplagets effektiva längd, se tabell 8.10.	
$k_{c,90}$	är en förstoringfaktor ($k_{c,90} = 1,75$). ¹⁾	
k_1	är en faktor som beaktar förhållandet mellan permanent och variabel last g_k/q_k . Observera att Eurokod 5 antar $k_1 = 1$, oberoende av förhållandet.	
Värden för k_1		
	$g_k/q_k \leq 0,4$	$g_k/q_k > 0,4$
	$k_1 = \frac{f_{c,90,k}}{f_{c,90,d}}$	$k_1 = 1$

¹⁾ Om $l > 400$ mm, kan den effektiva längden antas vara $l_{ef} = 400 \text{ mm} + l_r$, och förstoringfaktorn kan antas vara $k_{c,90} = 1,75$.

Upplagslängder $l > 600$ mm rekommenderas ej.

Observera att Eurokod 5 rekommenderar $k_{c,90} = 1,75$ endast om $l \leq 400$ mm. Om $l > 400$ mm, rekommenderar Eurokod 5 $l_{ef} = l$ och $k_{c,90} = 1,0$.

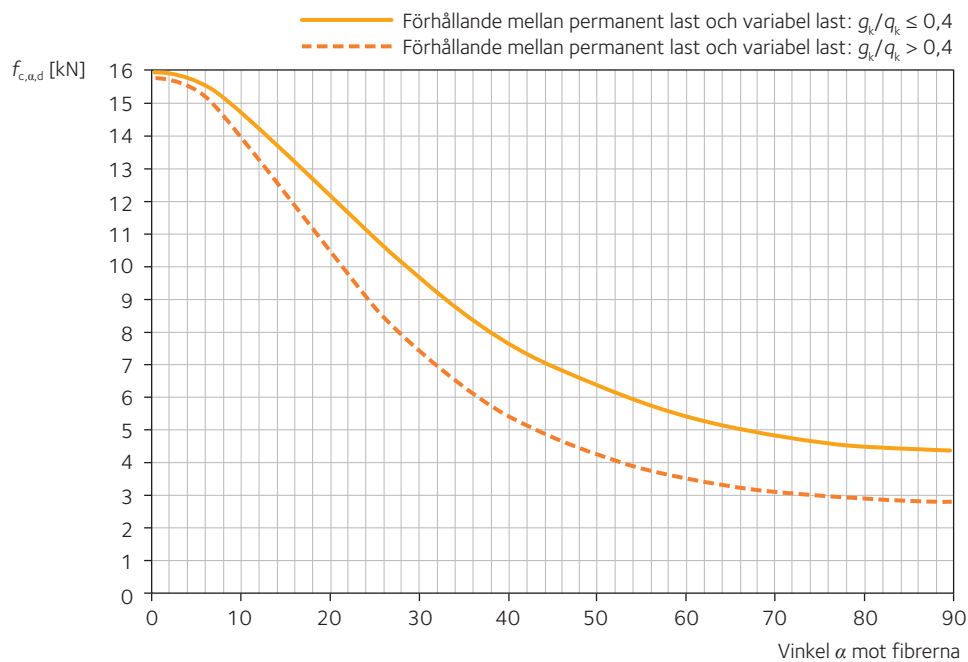
Enligt EKS 10 kan i många fall $\gamma_M = 1,0$ och $k_{mod} = 1,0$ tillämpas, vilket ger $f_{c,90,k} = f_{c,90,d} = 2,5$ MPa. För fall där intryckning av limträet kan bedömas påverka bärförmågan, exempelvis i lokalt tryck i fackverk, eller där deformationer har väsentlig effekt för funktionen, exempelvis i hus med mer än två våningar, bör $\gamma_M = 1,25$ användas. För limträkonstruktioner i klimatklass 3 rekommenderas att k_{mod} väljs enligt tabell 7,3, sidan 19.

8 Dimensionering av dragna, tryckta, böjda och skjuvade konstruktioner i brottgränstillstånd, när stabilitet inte är avgörande

Tabell 8.13 Tryck med vinkeln α mot fiberriktningen enligt SS-EN 1995-1-1, avsnitt 6.1.5. (k_1 är en faktor som rekommenderas av författarna till *Limträhandbok Del 3* men saknas i SS-EN 1995-1-1).

$\sigma_{c,\alpha,d} = \frac{F_{c,\alpha,d}}{l_{ef} \cdot b} \leq f_{c,\alpha,d} = \frac{f_{c,0,d}}{k_{c,90} \cdot k_1 \cdot f_{c,90,d}} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha$		
där:		
$\sigma_{c,\alpha,d}$	är dimensioneringsvärdet för tryckspänning i vinkeln α mot fibrerna.	
$f_{c,\alpha,d}$	är dimensioneringsvärdet för tryckhållfasthet i vinkeln α mot fibrerna.	
$f_{c,90,d}$	är dimensioneringsvärdet för tryckhållfasthet vinkelrätt fibrerna.	
$f_{c,0,d}$	är dimensioneringsvärdet för tryckhållfasthet parallellt fibrerna.	
$F_{c,\alpha,d}$	är dimensioneringsvärdet för tryckkraft i vinkeln α mot fibrerna.	
l_{ef}	är upplagets effektiva längd, se tabell 8.11, sidan 25.	
$k_{c,90}$	är en förstöringsfaktor ($k_{c,90} = 1,75$ om $l \leq 400$ mm).	
k_1	är en faktor som beaktar förhållandet mellan permanent och variabel last g_k/q_k . Observera att Eurokod 5 antar $k_1 = 1$, oberoende av förhållandet.	
Värden för k_1		
Förhållandet mellan permanent och variabel last: $g_k/q_k \leq 0,4$.	Förhållandet mellan permanent och variabel last: $g_k/q_k > 0,4$.	
$k_1 = \frac{f_{c,90,k}}{f_{c,90,d}}$	$k_1 = 1$	

Värden för $f_{c,\alpha,d}$. Limträ i hållfasthetsklass GL30c. Klimatklass: 1. Lastens varaktighet: medellång.



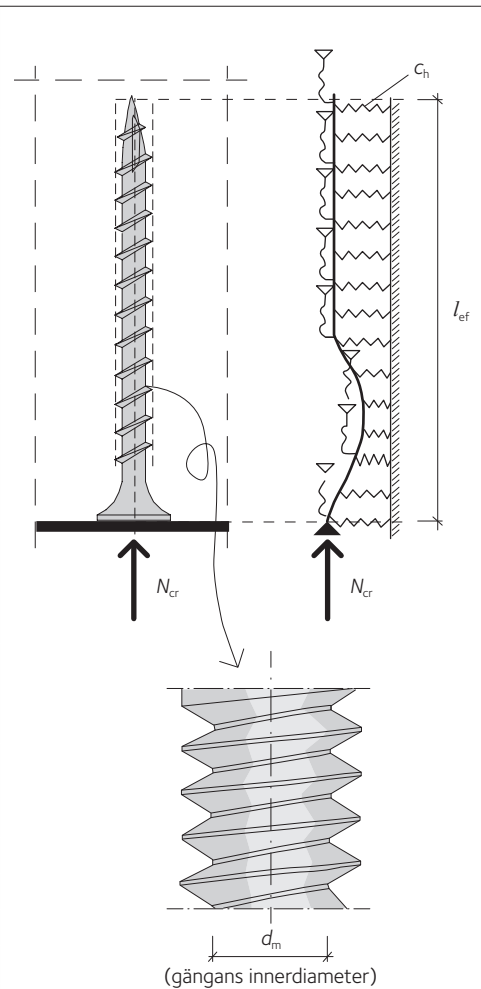
Tabell 8.14 Förstärkning av upplaget med hjälp av självborrande träskruvar, enligt Bejtka, I. et al.

$R_{90,k} = \min \left\{ \begin{array}{l} k_{c,90} \cdot b \cdot l_{ef,1} \cdot f_{c,90,k} + n \cdot \min(R_{ax,k}; R_{kl,k}) \\ b \cdot l_{ef,2} \cdot f_{c,90,k} \end{array} \right.$ $R_{90,d} = \frac{k_{mod} \cdot R_{90,k}}{\gamma_m}$		
där:		
$R_{90,k}$	är den karakteristiska bärförmågan för tryckkraft vinkelrätt fibrerna vid upplaget.	
$k_{c,90}$	= 1,75 förstöringsfaktor ($k_{c,90} = 1,75$ om $l_{sup} \leq 400$ mm).	
$f_{c,90,k}$	är det karakteristiska värdet för tryckhållfasthet vinkelrätt fibrerna.	
b	är balkens bredd.	
l_{ef}	är längden av träskruvens gängade del.	
l_{sup}	är upplagets längd.	
$l_{ef,1}$	= $l_{sup} + 30$ mm.	
$l_{ef,2}$	= $l_{sup} + 0,25 \cdot l_{ef} \cdot e^{3,3 \frac{l_{ef}}{h}}$	
n	är antalet förstärkande träskruvar.	
$R_{ax,k}$	är den karakteristiska bärförmågan relaterad till träskruvens utdragning. Värdet anges vanligtvis av träskruvstillverkaren.	
$R_{kl,k}$	är den karakteristiska bärförmågan relaterad till träskruvens knäckning, se tabell 8.15, sidan 28.	
k_{mod}	är en modifieringsfaktor, se tabell 8.3, sidan 21.	
γ_m	= 1,3	

8 Dimensionering av dragna, tryckta, böjda och skjuvade konstruktioner i brottgränstillstånd, när stabilitet inte är avgörande


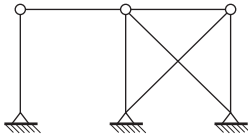

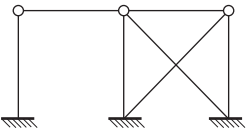

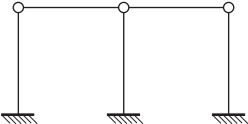

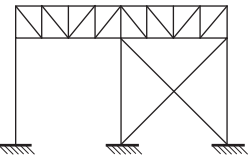
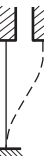
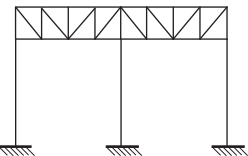
Tabell 8.15 Förstärkning av upplaget med hjälp av självborrande träskruvar: träskruvens bärförmåga relaterad till träskruvens knäckning, enligt Bejtka, I. et al.

$R_{k,l,k} = k_c \cdot \left(\frac{\pi \cdot d_m^2}{4} \right) \cdot f_{y,k}$	
där:	
k_c	är en reduktionsfaktor vid knäckning: $k_c = \begin{cases} 1 & \text{för } \lambda_{rel} \leq 0,2 \\ \left(k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel}^2} \right)^{-1} & \text{för } \lambda_{rel} > 0,2 \end{cases}$ $k = 0,5 \cdot \left[1 + 0,49 \cdot (\lambda_{rel} - 0,2) + \lambda_{rel}^2 \right]$
λ_{rel}	är det relativa slankhetsstalet: $\lambda_{rel} = \sqrt{\frac{N_{pl}}{N_{cr}}}$
N_{pl}	är bärförmågan relaterad till träskruvens flytgräns: $N_{pl} = \frac{\pi \cdot d_m^2}{4} \cdot f_{y,k}$
N_{cr}	är bärförmågan relaterad till träskruvens knäckning: $N_{cr} = \sqrt{c_h \cdot E_s \cdot I_s}$
c_h	är en konstant för horisontell styvhet $c_h = (0,19 + 0,012 \cdot d) \cdot \rho_k$
d	är gängans ytterdiameter
d_m	är gängans innerdiameter
$f_{y,k}$	är träskruvens sträckgräns
E_s	är träskruvens elasticitetsmodul (till exempel för stål: $E_s = 210\,000$ MPa)
I_s	är träskruvens tröghetsmoment vid ogängade delen $I_s = \pi \cdot (d_m)^4 / 64$

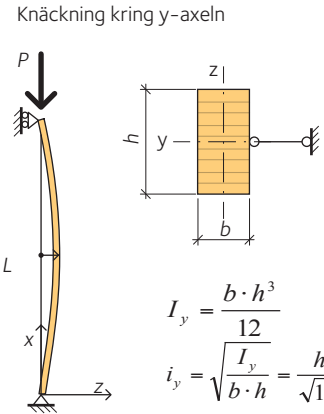


9 Dimensionering av tryckta och böjda konstruktioner i brottgränstillstånd, när stabilitet är avgörande

Tabell 9.1 Knäcklängder för pelare. $\beta = L_E / L$, där L_E är pelarens effektiva längd (eller knäcklängd) och L är pelarens geometriska längd. De β -värden som rekommenderas för dimensionering utgår från de ideala värdena men är modifierade eftersom ideala infästningsförhållanden ytterst sällan förekommer i praktiken.

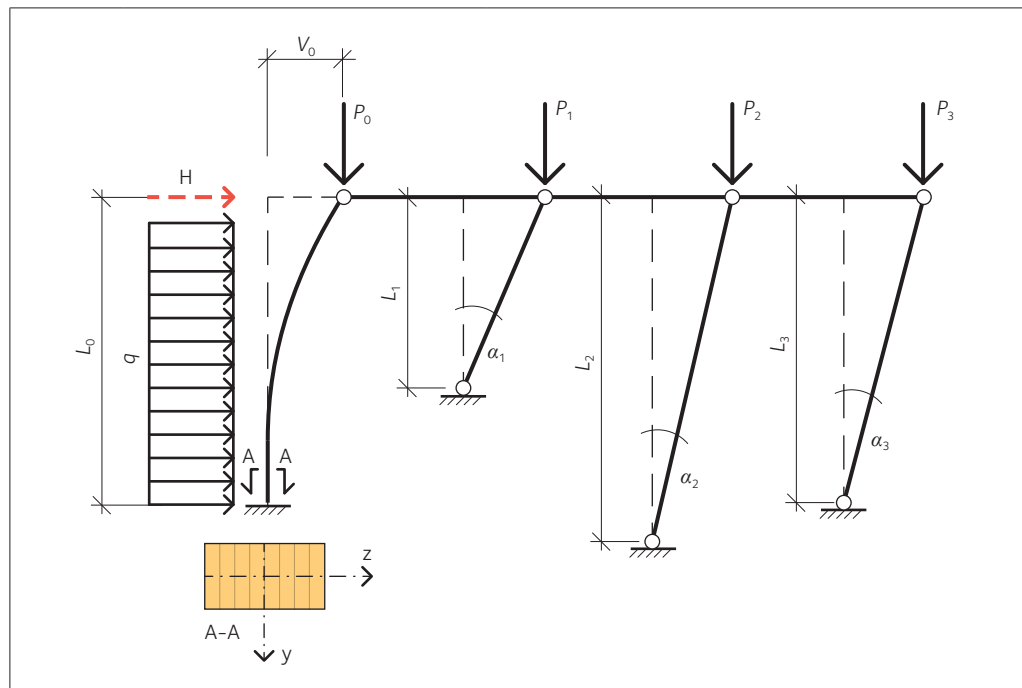
Modell	Typiskt exempel	Teoretiskt β -värde	Rekommenderat β -värde
		1,0	1,0
		0,7	0,85
		2,0	2,25
		0,5	0,7
		1,0	1,2

Tabell 9.2 Definition av knäckkraft P_{cr} och relativt slankhetstal λ_{rel} . Det antas att pelaren är stagad i y-riktningen, sålunda kan knäckning endast ske kring y-axeln.

Knäckkraft	$P_{cr} = \pi^2 \cdot \frac{E_{0,05} \cdot I_y}{L_E^2}$	<p>Knäckning kring y-axeln</p>  $I_y = \frac{b \cdot h^3}{12}$ $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{b \cdot h}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$ $\lambda_y = \frac{\beta \cdot L}{i_y}$
Relativt slankhetstal	$\lambda_{rel} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k} \cdot A}{P_{cr}}} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}$	
där:		
P_{cr}	är knäckkraften.	
$f_{c,0,k}$	är det karakteristiska värdet för tryckhållfasthet parallellt fibrerna.	
A	är tvärsnittets area.	
$E_{0,05}$	är det karakteristiska värdet för elasticitetsmodul.	
I_y	är tvärsnittets tröghetsmoment i förhållande till y-axeln.	
L_E	är knäcklängd = $\beta \cdot L$, se tabell 9.1.	

9 Dimensionering av tryckta och böjda konstruktioner i brottgränstillstånd, när stabilitet är avgörande

Tabell 9.3 Knäckning av inspända pelare som stagar ledade pelare, enligt Åkerlund, S., Stål- och träkonstruktioner AK II, Lunds Tekniska Högskola, 1984.



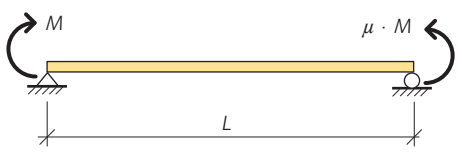
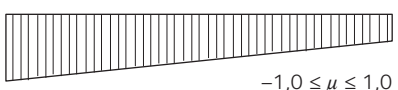
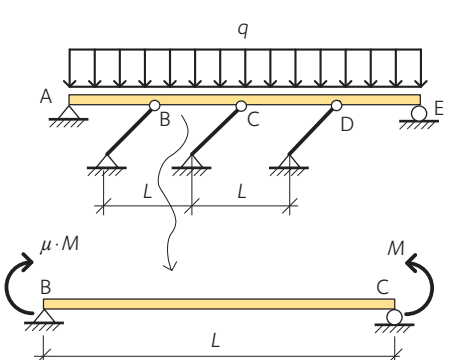
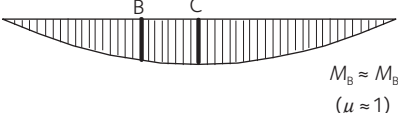
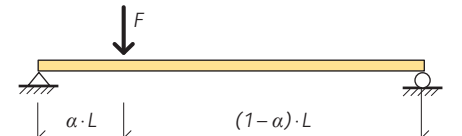
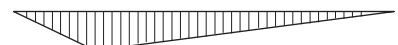
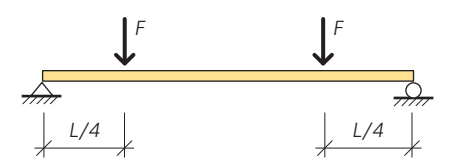

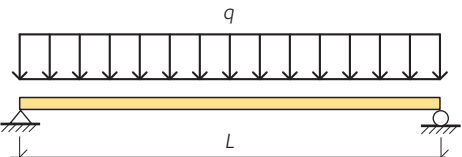

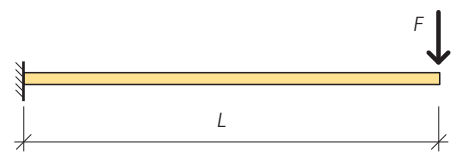

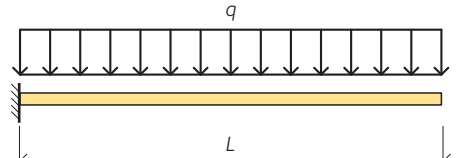
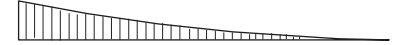
Initialavvikelse från lodrät position (medelvärde)	$\alpha_m = 0,003 + 0,015/\sqrt{n}$
Motsvarande horisontalkraft (eller destabiliserande kraft) som inverkar vid den inspända pelarens topp	$H = \frac{\alpha_m \cdot \sum_1^n P_i + v_0 \cdot \frac{1}{1 - \frac{P_0}{P_{cr}}} \cdot \sum_1^n \frac{P_i}{L_i}}{1 - \frac{L_0^3}{3 \cdot E_{0,05} \cdot I_y} \cdot \frac{1}{1 - \frac{P_0}{P_{cr}}} \cdot \sum_1^n \frac{P_i}{L_i}}$
Stabilitetskontroll för den inspända pelaren	Se tabell 9.1 och 9.2, sidan 29.
där:	
n	är antalet pelare som är ledade i båda ändarna ($n = 3$ i ovanstående figur).
v_0	är horisontalförskjutningen vid pelartoppen försakad av lasten (utan bidrag av "H"). I ovanstående exempel: $v_0 = \frac{q \cdot L_0^2}{8 \cdot E \cdot I_y}$
P_{cr}	är knäckkraften för den inspända pelaren, se tabell 9.1 och 9.2, sidan 29.
I_y	är tvärsnittets tröghetsmoment i förhållande till y-axeln.
$E_{0,05}$	är det karakteristiska värdet för elasticitetsmodul.

Tabell 9.4 Pelare enligt SS-EN 1995-1-1, avsnitt 6.3.2.

$\sigma_{c,0,d} = \frac{F_{c,0,d}}{A_n} \leq k_c \cdot f_{c,0,d}$		
<p>där:</p>		
$\sigma_{c,0,d}$	är dimensioneringsvärdet för tryckspänning parallellt fibrerna.	
$f_{c,0,d}$	är dimensioneringsvärdet tryckhållfasthet parallellt fibrerna.	
$F_{c,0,d}$	är dimensioneringsvärdet för tryckkraft parallellt fibrerna.	
A_n	är nettotvårsnittets area.	
k_c	<p>är reduktionsfaktorn som beaktar knäckning:</p> $k_c = \begin{cases} 1 & \text{för } \lambda_{rel} \leq 0,3 \\ \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel}^2}} & \text{för } \lambda_{rel} > 0,3 \end{cases}$ <p>där:</p> $k = 0,5 \cdot [1 + 0,1 \cdot (\lambda_{rel} - 0,3) + \lambda_{rel}^2]$ <p>och λ_{rel} är enligt tabell 9.2, sidan 29.</p>	

9 Dimensionering av tryckta och böjda konstruktioner i brottgränstillstånd, när stabilitet är avgörande

Tabell 9.5 Effektiv längd för element utsatta för böjning. Avståndet mellan stagpunkter: L . $\beta_{LT} = L_{ef} / L$, där L_{ef} är elementets effektiva längd och L är elementets geometriska längd. Elementet kan fritt böja sig i sidled men inte vrida sig vid upplagen och stagpunkterna.

Statiskt system	Momentdiagram	$\beta_{LT} = L_{ef} / L$
	 <p style="text-align: center;">$-1,0 \leq \mu \leq 1,0$</p>	$0,6 + 0,4 \cdot \mu (\geq 0,4)$
	 <p style="text-align: center;">$M_B \approx M_C$ ($\mu \approx 1$)</p>	1,0
		$0,56 + 0,74 \cdot \alpha \cdot (1 - \alpha)^{1)}$
		1,0 ¹⁾
		0,9 ¹⁾
		0,8 ¹⁾
		0,5 ¹⁾

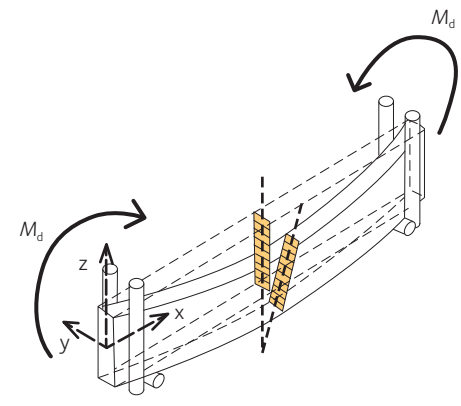
¹⁾ Förhållandet mellan effektiv längd L_{ef} och spännvidd L gäller för en balk som är belastad i tvärsnittsaxeln. Om lasten verkar i balkens övre kant, bör L_{ef} ökas med $2 \cdot h$. Om lasten verkar i balkens nedre kant, bör L_{ef} minskas med $0,5 \cdot h$, där h är balkhöjden.

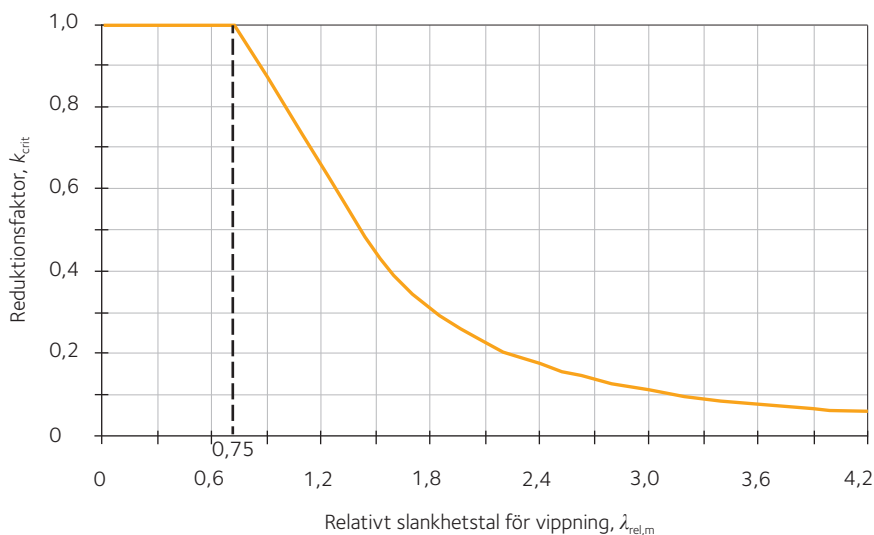
Tabell 9.6 Definition av kritiskt böjmoment M_{cr} och relativt slankhetstal $\lambda_{rel,m}$.

Kritiskt böjmoment $M_{cr} = \frac{\pi}{L_{ef}} \sqrt{(E_{0,05} \cdot I_z) \cdot (G_{0,05} \cdot K_v)}$		
Relativt slankhetstal $\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k} \cdot W}{M_{cr}}} \approx \frac{1}{b} \cdot \sqrt{\frac{h \cdot L_{ef} \cdot f_{m,k}}{0,78 \cdot E_{0,05}}}$		
där:		
M_{cr}	är det kritiska böjmomentet.	
$f_{m,k}$	är det karakteristiska värdet för böjhållfasthet.	
b	är balkens bredd.	
h	är balkens höjd.	
W	är balkens böjmotstånd (= $b \cdot h^2/6$).	
$E_{0,05}$	är det karakteristiska värdet för elasticitetsmodul.	
$G_{0,05}$	är det karakteristiska värdet för skjuvmodul.	
K_v	är vridstyvhetens tvärsnittsfaktor ($\approx b^3 \cdot h/3$).	
I_z	är tvärsnittets tröghetsmoment i förhållande till z-axel.	
L_{ef}	är effektiv längd eller vipplängd.	

9 Dimensionering av tryckta och böjda konstruktioner i brottgränstillstånd, när stabilitet är avgörande

Tabell 9.7 Balkar enligt SS-EN 1995-1-1, avsnitt 6.3.3.

$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W_n} \leq k_{crit} \cdot f_{m,d}$		
där:		
$\sigma_{m,d}$	är dimensioneringsvärdet för böjspänning.	
$f_{m,d}$	är dimensioneringsvärdet för böjhållfasthet.	
M_d	är dimensioneringsvärdet för böjmoment.	
W_n	är nettotvårsnittets böjmotstånd.	
k_{crit}	är reduktionsfaktorn som beaktar vippning: ¹⁾ $k_{crit} = \begin{cases} 1,0 & \text{för } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75 \cdot \lambda_{rel,m} & \text{för } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \\ \left(\frac{1}{\lambda_{rel,m}}\right)^2 & \text{för } \lambda_{rel,m} > 1,4 \end{cases}$ och λ_{rel} är enligt tabell 9.6, sidan 33.	

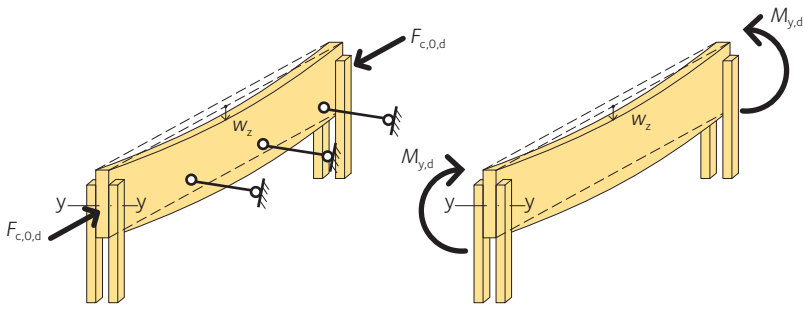
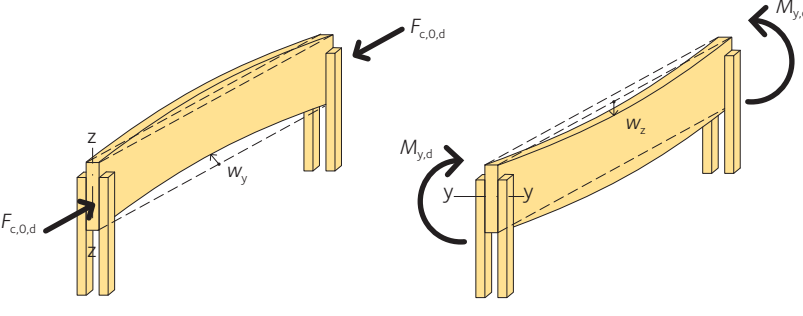


¹⁾ **Observera** att om någotdera av följande villkor uppfylls:

- $(L_{ef} \cdot h) / b^2 \leq 140$
- $h / b \leq -4$

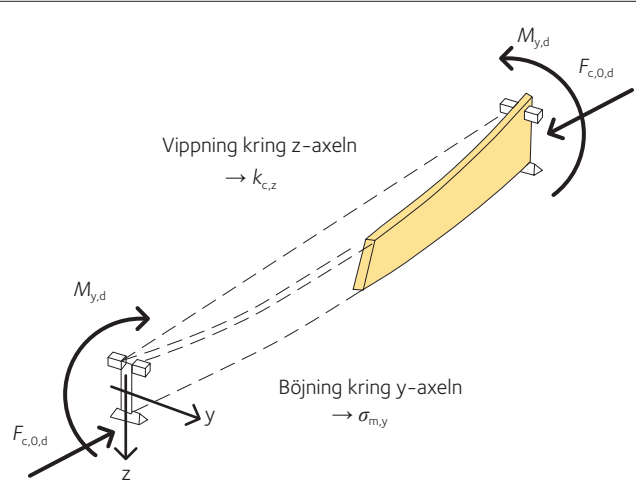
är vippning osannolik och k_{crit} kan sättas till 1.

Tabell 9.8 Element belastade med både tryck och böjning (utan vippning, alltså $\lambda_{rel,m} \leq 0,75$) enligt SS-EN 1995-1-1, avsnitt 6.3.2.

 <p>Knäckning kring y-axeln → $k_{c,y}$</p> <p>Böjning kring y-axeln → $\sigma_{m,y}$</p>	
$\frac{F_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot (A_n \cdot f_{c,0,d})} + \frac{M_{y,d}}{W_{n,y} \cdot f_{m,y,d}} \leq 1$	
 <p>Knäckning kring z-axeln → $k_{c,z}$</p> <p>Knäckning kring y-axeln → $\sigma_{m,y}$</p>	
$\frac{F_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot (A_n \cdot f_{c,0,d})} + 0,7 \cdot \frac{M_{y,d}}{W_{n,y} \cdot f_{m,y,d}} \leq 1$	
$F_{c,0,d}$	är dimensioneringsvärdet för tryckkraft parallellt fibrerna.
$M_{y,d}$	är dimensioneringsvärdet för böjmoment kring y-axeln.
$f_{c,0,d}$	är dimensioneringsvärdet för tryckhållfasthet parallellt fibrerna.
$f_{m,y,d}$	är dimensioneringsvärdet för böjhållfasthet kring y-axeln.
A_n	är nettotvårsnittets area.
$W_{n,y}$	är nettotvårsnittets böjmotstånd kring y-axeln.
$k_{c,y}$ och $k_{c,z}$	är reduktionsfaktorerna för instabilitet kring y- och z-axlarna.

9 Dimensionering av tryckta och böjda konstruktioner i brottgränstillstånd, när stabilitet är avgörande

Tabell 9.9 Balkar belastade med både tryck och böjning (eventuellt med vippning, $\lambda_{rel,m} > 0,75$) enligt SS-EN 1995-1-1, avsnitt 6.3.3.



$$\frac{F_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot (A_n \cdot f_{c,0,d})} + \left[\frac{M_{y,d}}{k_{crit} \cdot (W_{n,y} \cdot f_{m,y,d})} \right]^2 \leq 1$$

$F_{c,0,d}$	är dimensioneringsvärdet för tryckkraft parallellt fibrerna.
$M_{y,d}$	är dimensioneringsvärdet för böjmoment kring y-axeln.
$f_{c,0,d}$	är dimensioneringsvärdet för tryckhållfasthet parallellt fibrerna.
$f_{m,y,d}$	är dimensioneringsvärdet för böjhållfasthet kring y-axeln.
A_n	är nettotvärsnittets area.
W_{ny}	är nettotvärsnittets böjmotstånd kring y-axeln.
$k_{c,z}$	är reduktionsfaktorn för instabilitet kring till z-axeln.
k_{crit}	är reduktionsfaktorn för vippning.

Balkar med urtag

Tabell 9.10 Balkar med urtag enligt SS-EN 1995-1-1, avsnitt 6.5.

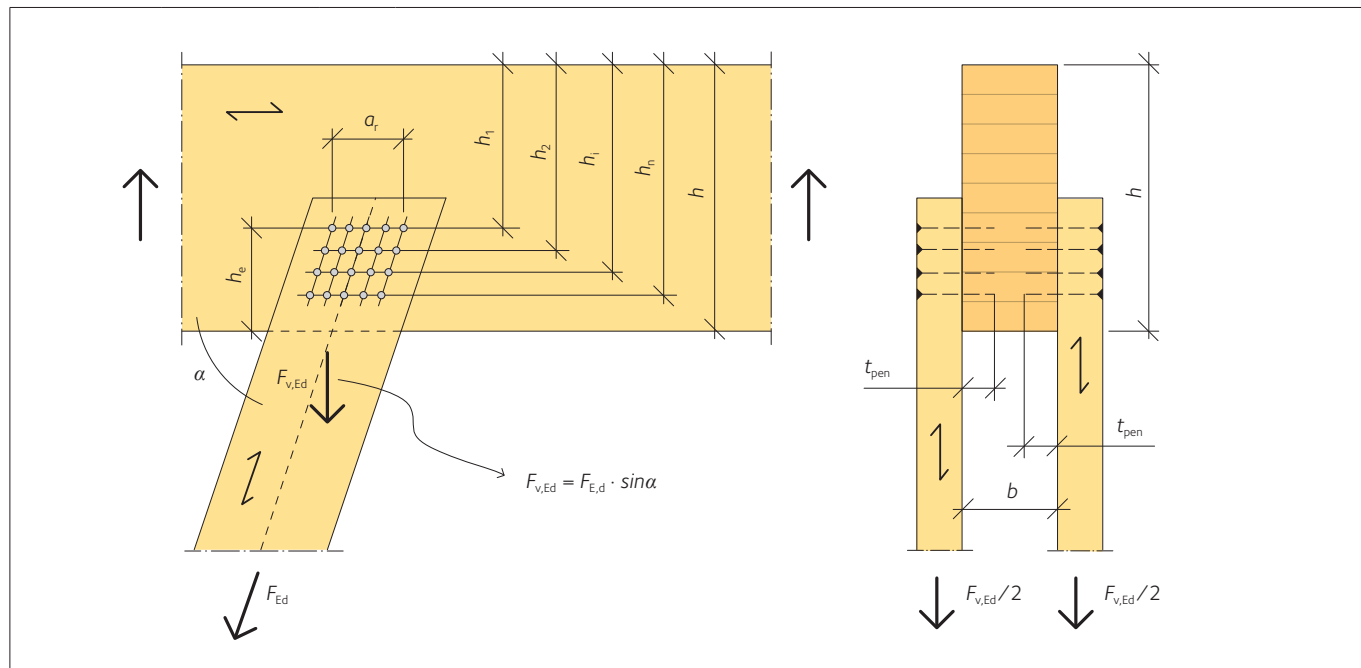
$\tau_d = \frac{3}{2} \frac{V_d}{b \cdot h_{ef}} \leq k_v \cdot f_{v,d}$		
$k_v = \min \left\{ 1; \frac{6,5 \cdot \left(1 + \frac{1,1 \cdot i^{1,5}}{\sqrt{h}} \right)}{\sqrt{h} \cdot \left(\sqrt{\alpha \cdot (1-\alpha)} + 0,8 \cdot \frac{c}{h} \cdot \sqrt{\frac{1}{\alpha} - \alpha^2} \right)} \right\}$		
där:		
τ_d	är dimensioneringsvärdet för skjuvspänning.	
$f_{v,d}$	är dimensioneringsvärdet för skjuvhållfasthet.	
V_d	är dimensioneringsvärdet för tvärkraft.	
i	$= l_y / (h - h_{ef})$	
α	$= h_{ef} / h$	

Tabell 9.11 Förstärkning av balkar med urtag med hjälp av självborrande träskruvar eller inlimmade skruvar enligt DIN EN 1995-1-1/NA.

$F_{t,90,d} = 1,3 \cdot V_d \cdot \left(3 \cdot (1-\alpha)^2 - 2 \cdot (1-\alpha)^3 \right)$		
Kontrollera: $F_{t,90,d} \leq n_r \cdot R_{t,d}$		
där:		
$F_{t,90,d}$	är dimensioneringsvärdet för dragkraft vinkelrätt fibrerna.	
$R_{t,d}$	är dimensioneringsvärdet för axial bärförmåga för förstärkningen, träskruv/inlimmad skruv; det mindre värdet av bärförmåga vid dragning eller vid utdragning. Förankringslängden $l_{ad} = h - h_{ef}$, se figur till höger.	
n_r	är antalet förstärkande skruvar.	
V_d	är dimensioneringsvärdet för tvärkraft.	
α	$= h_{ef} / h$	
d	är den gängade delens yttre diameter, $d \leq 20$ mm.	

Upphängda laster vid balkens dragna kant

Tabell 9.12 Krafterna i ett förband i vinkel mot fiberriktningen enligt DIN EN 1995-1-1/NA.



$$F_{90,Rd} = k_s \cdot k_r \cdot \left(6,5 + \frac{18 \cdot h_e^2}{h^2} \right) \cdot (t_{ef} \cdot h)^{0,8} \cdot f_{t,90,d}$$

där:

$$k_s = \max \left\{ 1; 0,7 + \frac{1,4 \cdot a_r}{h} \right\} \quad \text{och} \quad k_r = \frac{n}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{h_i}{h_i} \right)^2}$$

Kontrollera: $F_{90,Rd} \geq F_{v,Ed}$

(Förband med $a_r/h > 1$ och $F_{v,Ed} > 0,5 \cdot F_{90,Rd}$ bör förstärkas, se tabell 9.14, sidan 39)

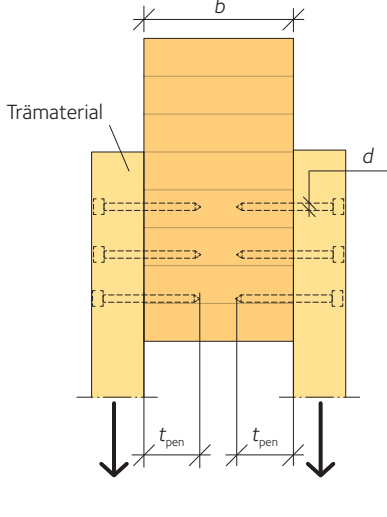
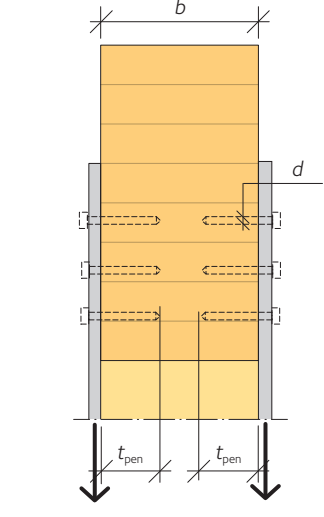
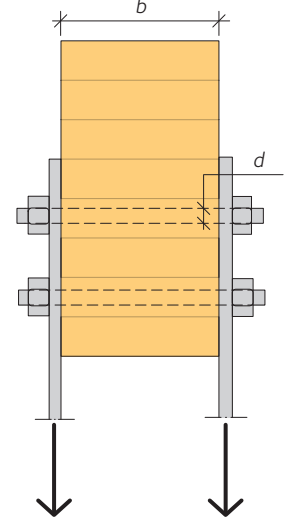
där:

$F_{v,Ed}$	är dimensioneringsvärdet för kraftkomponenten vinkelrätt fibrerna, [N].
$F_{90,Rd}$	är dimensioneringsvärdet för bärförmågan vid fläkning, [N].
$f_{t,90,d}$	är dimensioneringsvärdet för draghållfasthet vinkelrätt fibrerna, [MPa].
k_s	är faktorn som beaktar avståndet mellan de fästdon som är i samma rad parallellt fibrerna.
k_r	är faktorn som beaktar antal rader med fästdon.
h_e	är avståndet från den belastade kanten till fästdonet längst bort från denna kant, [mm].
a_r	är avståndet mellan de två yttersta fästdonen i samma rad parallellt fibrerna, se ovanstående figur.
h	är balkens höjd, [mm].
t_{ef}	är det effektiva inträngningsdjupet i mm, se tabell 9.13, sidan 39.
n	är antalet rader med fästdon.
h_i	är avståndet från den obelastade kanten till raden med fästdon, se ovanstående figur.

För förband med $h_e/h > 0,7$, behövs inga ytterligare beräkningar.

Förband med $h_e/h < 0,2$ bör enbart belastas kortvarigt, till exempel vindens sugkraft.

Tabell 9.13 Det effektiva inträngningsdjupet t_{ef} för olika förbandstyper enligt DIN EN 1995-1-1/NA.

Spikat eller skruvat förband, antingen med trä mot trä eller skiva mot trä	Spikat förband med stål mot trä	Dymlat eller skruvat förband, antingen med trä mot trä eller stål mot trä
		
$t_{ef} = \min \{ b; 2 \cdot t_{pen}; 24 \cdot d \}$	$t_{ef} = \min \{ b; 2 \cdot t_{pen}; 30 \cdot d \}$	$t_{ef} = \min \{ b; 12 \cdot d \}$ ¹⁾

¹⁾ För förband med träskruvar gäller: $t_{ef} = \min \{ b; 2 \cdot t_{pen}; 12 \cdot d \}$

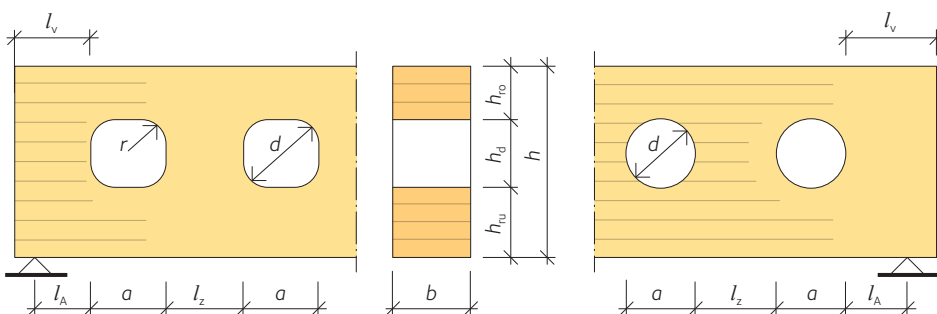
Tabell 9.14 Förstärkning av balkens undre kant när ett förband försakar dragning vinkelrätt mot fiberriktningen enligt DIN EN 1995-1-1/NA.

$F_{t,90,d} = [1 - 3 \cdot \alpha^2 + 2 \cdot \alpha^3] \cdot F_{v,Ed}$		
Kontrollera: $F_{t,90,d} \leq n_r \cdot R_{t,d}$		
där:		
$F_{t,90,d}$	är dimensioneringsvärdet för dragkraften vinkelrätt fibrerna.	
$F_{v,Ed}$	är dimensioneringsvärdet för dragkraftens komponent vinkelrätt fibrerna.	
$R_{t,d}$	är dimensioneringsvärdet för axial bärförmåga för förstärkningen, träskruv/inlimmad skruv; det mindre värdet av bärförmåga vid dragning eller utdragning. Förankringslängden $l_{ad} = \min(l_{ad,t}; l_{ad,c})$, se figur till höger.	
n_r	är antalet förstärkande skruvar.	
α	$= h_e / h$	
d	är den gängade delens yttre diameter, $d \leq 20$ mm.	

Balkar med hål

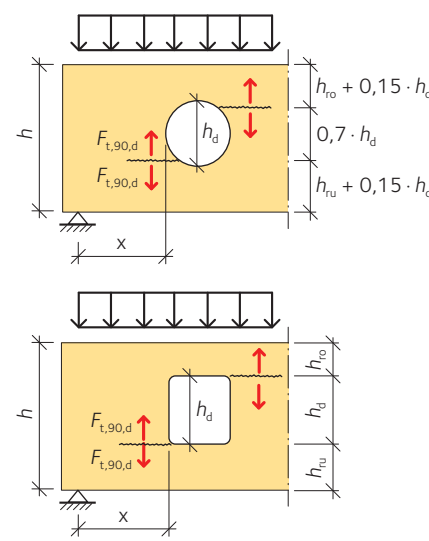
Tabell 9.15 Balkar med hål: geometriska krav enligt DIN EN 1995-1-1/NA.

Observera att DIN EN 1995-1-1/NA föreslår $r \geq 15$ mm. Författarna till *Limträhandbok Del 3* föreslår $r \geq 25$ mm.



Hål vars diameter $d \leq 50$ mm behöver inte beaktas om de är belägna nära neutralaxeln eller mycket nära övre hörnet vid upplag.						
$l_v \geq h$	$l_z \geq 1,5h$ eller minst 300 mm	$l_A \geq 0,5h$	$h_{ro} \geq 0,35h$ $h_{ru} \geq 0,35h$	$a \leq 0,4h$	$h_d \leq 0,15h$	$r \geq 25$ mm

Tabell 9.16 Balkar med hål: dimensioneringsvärde för dragkraft vid hålkant enligt DIN EN 1995-1-1/NA.

$F_{t,90,d} = F_{t,90,V,d} + F_{t,90,M,d}$		
där:		
$F_{t,V,d} = \frac{V_d \cdot h_d}{4 \cdot h} \cdot \left[3 - \frac{h_d^2}{h^2} \right]$		
och		
$F_{t,M,d} = 0,008 \cdot \frac{M_d}{h_t}$		
Kontrollera: $\sigma_{t,90,d} = \frac{F_{t,90,d}}{0,5 \cdot l_{t,90} \cdot b} \leq k_{t,90} \cdot f_{t,90,d}$		
där:		
V_d	är dimensioneringsvärdet för tvärkraft vid hålkanten (vid avstånd "x" från upplag).	
M_d	är dimensioneringsvärdet för böjmoment vid hålkanten (vid avstånd "x" från upplag).	
b	balkens bredd.	
h_t	$\min(h_{ro} + 0,15 \cdot h_d; h_{ru} + 0,15 \cdot h_d)$ för cirkulära hål.	
h_t	$\min(h_{ro}; h_{ru})$ för rektangulära hål.	
$l_{t,90}$	$0,35 \cdot h_d + 0,5 \cdot h$ för cirkulära hål.	
$l_{t,90}$	$0,5 \cdot (h_d + h)$ för rektangulära hål.	
$k_{t,90}$	$\min(1; (450/h)0,5)$, där h är balkens höjd.	

Tabell 9.17 Balkar med hål förstärkta med hjälp av träskruvar eller inlimmade skruvar: geometriska krav enligt DIN EN 1995-1-1/NA. Observera att DIN EN 1995-1-1/NA föreslår $r \geq 15$ mm. Författarna till *Limträhandbok Del 3* föreslår $r \geq 25$ mm.

$l_v \geq h$	$l_z \geq 1,0h$ eller minst 300 mm	$l_A \geq 0,5h$	$h_{ro} \geq 0,25h$ $h_{ru} \geq 0,25h$	$a \leq 1,0h$ $a \leq 2,5h_d$	$h_d \leq 0,30h$ ¹⁾ $h_d \leq 0,40h$ ²⁾	$r \geq 25$ mm
--------------	------------------------------------	-----------------	--	----------------------------------	--	----------------

¹⁾ Gäller för balkar med inre förstärkning.
²⁾ Gäller för balkar med yttre förstärkning.

Tabell 9.18 Förstärkning av balkar med hål enligt DIN EN 1995-1-1/NA.

Kontrollera: $F_{t,90,d} \leq n_r \cdot R_{t,d}$		
där:		
$F_{t,90,d}$	är dimensioneringsvärdet för dragkraft vinkelrätt fibrerna, se tabell 9.16, sidan 40.	
$R_{t,d}$	är dimensioneringsvärdet för axial bärförmåga för förstärkningen, träskruv/inlimmad skruv; det mindre värdet av bärförmåga vid dragning eller utdragning. Förankringslängden $l_{ad} = \min \{ h_{ro} + 0,15; h_{ru} + 0,15 \cdot h_d \}$ för cirkulära hål och förankringslängden $l_{ad} = h_{ro}$ eller h_{ru} , för rektangulära hål, se figuren till höger.	
n_r	är antalet förstärkande skruvar på ena sidan (vänster eller höger) om hålet.	

Observera att endast en skruvad bör användas i det kritiska tvärsnittet på vardera sidan om hålet, som visas till exempel i tabell 9.19.

Tabell 9.19 Placering av förstärkande träskruvar eller inlimmade skruvar enligt DIN EN 1995-1-1/NA.

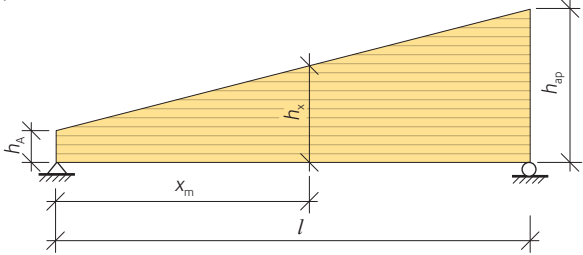
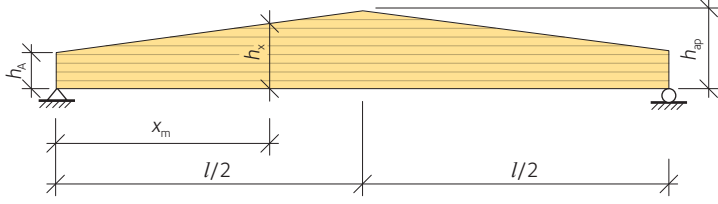
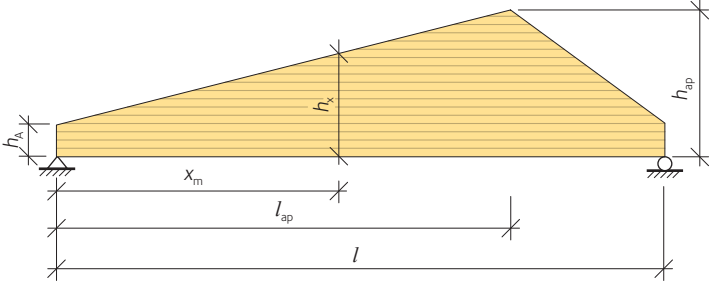
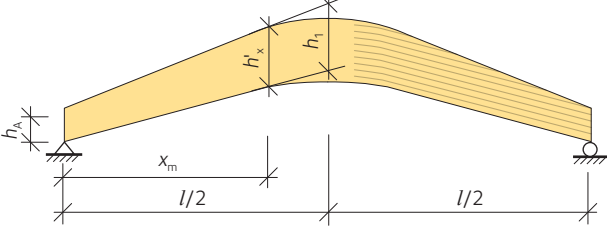
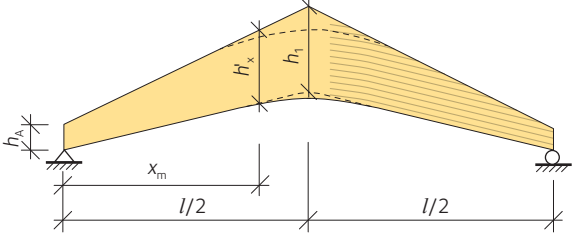
Minimilängden av varje inlimmad skruv är $2 \cdot l_{ad}$ och den gängade delens yttre diameter är begränsad till $d \leq 20$ mm.

10 Dimensionering av balkar med varierande tvärsnitt och krökta balkar

Tabell 10.1 Allmänna balkformer.

Pulpetbalk	
Sadelbalk	
Krökt balk	<p> $\gamma = \alpha - \beta$ $c/2 = r_{in} \cdot \sin \beta$ $h_1 = h_0 + (l/2 - c/2) \cdot (\tan \alpha - \tan \beta)$ $h'_{ap} = h_0 + l/2 \cdot (\tan \alpha - \tan \beta)$ $h_x \approx h'_x \cdot \cos \gamma$ </p>
Bumerangbalk	<p> $\gamma = \alpha - \beta$ $c/2 = r_{in} \cdot \sin \beta$ $h_1 = h_0 + l/2 \cdot (\tan \alpha - \tan \beta)$ $h'_{ap} = h_0 + l/2 \cdot (\tan \alpha - \tan \beta) + r_{in} \cdot (1 - \cos \beta) / \cos \beta$ $h_x \approx h'_x \cdot \cos \gamma$ </p>

Tabell 10.2 Läget för tvärsnittet med största böjspänning, $x = x_m$, för fritt upplagda balkar med jämnt fördelad last.

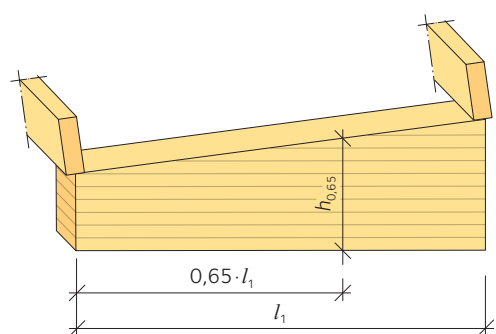
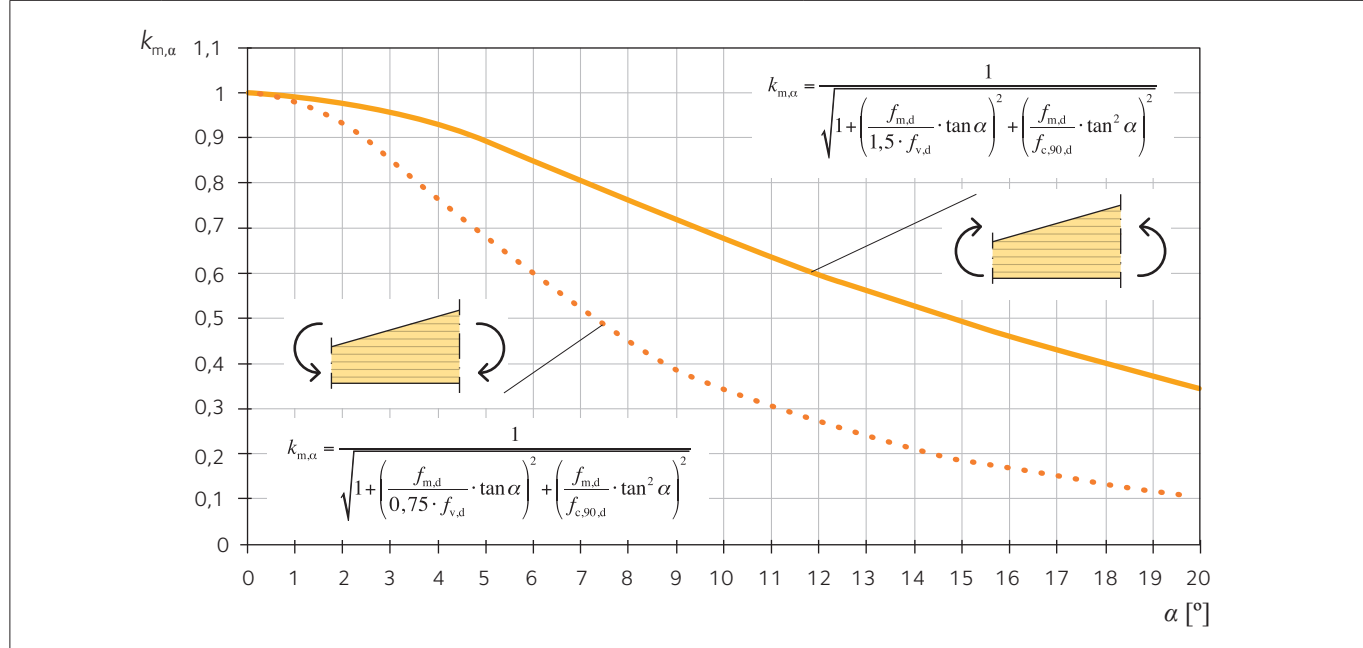
<p>Pulpetbalk</p> 	$x_m = \frac{l}{1 + h_{ap}/h_A}$ $h_x = \frac{2 \cdot h_{ap}}{1 + h_{ap}/h_A}$
<p>Sadelbalk</p> 	$x_m = \frac{l \cdot h_A}{2 \cdot h_{ap}}$ $h_x = h_A \cdot (2 - h_A/h_{ap})$
<p>Sadelbalk</p> 	$x_m = \frac{l_{ap}}{h_{ap}/h_A + 2 \cdot l_{ap}/l - 1}$ $h_x = h_A + \frac{x_m}{l_{ap}} \cdot (h_{ap} - h_A)$
<p>Krökt balk</p> 	$h'_x = h_A \cdot (2 - h_A/h_1)$
<p>Bumerangbalk</p> 	$x_m = \frac{l \cdot h_A}{2 \cdot h_1}$

Enligt EKS 10 ska räknas med osymmetrisk snölast oavsett takvinkel. Som en approximation på säkra sidan kan räknas med jämnt fördelad snölast med formfaktorn μ_4 över hela balken. Då gäller de formler som anges ovan.

Tabell 10.3 Böjspänning vid $x = x_m$ enligt SS-EN 1995-1-1, avsnitt 6.4.2.

$\sigma_{m,\alpha,d} = \sigma_{m,0,d} = \frac{6 \cdot M_d}{b \cdot h^2} \leq k_{m,\alpha} \cdot f_{m,d}$		
där:		
$\sigma_{m,\alpha,d}$	är dimensioneringsvärdet för böjspänning i vinkel α mot fibrerna.	
$f_{m,d}$	är dimensioneringsvärdet för böjhållfasthet.	
M_d	är dimensioneringsvärdet för böjmoment vid $x = x_m$.	
b, h	är balkens bredd och höjd vid $x = x_m$.	
$k_{m,\alpha}$	är en faktor enligt figuren nedan.	

Faktor $k_{m,\alpha}$ för hållfasthetsklass GL30c; klimatklass 1, medellång lastvaraktighet.



Figur 10.1 Val av tvärsnitt för stabilitetskontroll.

Vippning av balkar som har varierande tvärsnittshöjd

När balkens tvärsnittshöjd varierar, kontrolleras vippning vid två olika lägen:

- läget med den största böjspänningen $\sigma_{m,d}$.
- läget med den ofördelaktigaste reduktionsfaktorn för vippning k_{crit} .

Vippning av en fritt upplagd balk kontrolleras vid tvärsnittet som är beläget på ett avstånd av avstånd $0,65 \cdot l_1$ från det sidostöd som är närmast upplaget. l_1 är vippningslängden, se figur 10.1. Detta i enlighet med Colling, F., Holzbau Grundlagen, Bemessungshilfen 2. überarbeitete Auflage, Vieweg+Teubner, Wiesbaden, 2008.

Tabell 10.4 Vippning av balkar med varierande tvärsnittshöjd enligt Colling, F., Holzbau Grundlagen, Bemessungshilfen 2. überarbeitete Auflage, Vieweg+Teubner, Wiesbaden, 2008.

	<p>Vippningskontroll i läge 1</p> <ul style="list-style-type: none"> • Beräkna $\sigma_{0,65}^{(1)}$ (eller, på den säkra sidan, $\sigma_{m,max}$). • Bestäm reduktionsfaktorn k_{crit} som beaktar vippning, se tabell 9.7, sidan 34, genom att anta: <ul style="list-style-type: none"> - vippningslängd $l = l_1$ och - tvärsnitt $b \times h_{0,65}^{(1)}$. <p>Vippningskontroll i läge 2</p> <ul style="list-style-type: none"> • Beräkna $\sigma_{0,65}^{(2)} (= M_{0,65}^{(2)} / W_{0,65}^{(2)})$. • Bestäm reduktionsfaktorn k_{crit} som beaktar vippning, se tabell 9.7, sidan 34, genom att anta: <ul style="list-style-type: none"> - vippningslängd $l = l_1$ och - tvärsnitt $b \times h_{0,65}^{(2)}$.
--	--

Tabell 10.5 Vippning av krökta balkar enligt Colling, F., Holzbau Grundlagen, Bemessungshilfen 2. überarbeitete Auflage, Vieweg+Teubner, Wiesbaden, 2008.

<p>1. Maximal böjspänning $\sigma_{m,max}$ vid balkens raka del.</p>	
	<p>Vippningskontroll i läge 1</p> <ul style="list-style-type: none"> • Beräkna $\sigma_{0,65}^{(1)}$ (eller, på den säkra sidan, $\sigma_{m,max}$). • Bestäm reduktionsfaktorn k_{crit} som beaktar vippning genom att anta: <ul style="list-style-type: none"> - vippningslängd $l = l_1$ och - tvärsnitt $b \times h_{0,65}^{(1)}$. <p>Vippningskontroll i läge 2</p> <ul style="list-style-type: none"> • Beräkna $\sigma_{m,ap,d} (= M_{ap,d} / W_{ap})$. • Bestäm reduktionsfaktorn k_{crit} som beaktar vippning genom att anta: <ul style="list-style-type: none"> - vippningslängd $l = l_1$ och - tvärsnitt $b \times h_{ap}$.
<p>2. Maximal böjspänning $\sigma_{m,max}$ vid balkens krökta del.</p>	
	<p>Vippningskontroll</p> <ul style="list-style-type: none"> • Beräkna $\sigma_{m,ap,d} (= M_{ap,d} / W_{ap})$. • Bestäm reduktionsfaktorn k_{crit} som beaktar vippning genom att anta: <ul style="list-style-type: none"> - vippningslängd $l = l_1$ och - tvärsnitt $b \times h_{ap}$.

Tabell 10.6 Vippning av bumerangbalkar enligt Colling, F., Holzbau Grundlagen, Bemessungshilfen 2. überarbeitete Auflage, Vieweg+Teubner, Wiesbaden, 2008.

1. Maximal böjspänning $\sigma_{m,max}$ vid balkens raka del	
	<p>Vippningskontroll i läge 1</p> <ul style="list-style-type: none"> • Beräkna $\sigma_{0,65}^{\text{I}}$ (eller, på den säkra sidan: $\sigma_{m,max}$). • Bestäm reduktionsfaktorn k_{crit} som beaktar vippning genom att anta: <ul style="list-style-type: none"> - vippningslängd $l = l_1$ och - tvärsnitt $b \times h_{0,65}^{\text{I}}$. <p>Vippningskontroll i läge 2</p> <ul style="list-style-type: none"> • Beräkna $\sigma_{0,65}^{\text{II}}$ ($= M_{0,65}^{\text{II}} / W_{0,65}^{\text{II}}$). • Bestäm reduktionsfaktorn k_{crit} som beaktar vippning genom att anta: <ul style="list-style-type: none"> - vippningslängd $l = l_1$ och - tvärsnitt $b \times h_{0,65}^{\text{II}}$ (eller, på den säkra sidan: $b \times h_{ap}$).
2. Maximal böjspänning $\sigma_{m,max}$ vid balkens krökta del	
	<p>Vippningskontroll</p> <ul style="list-style-type: none"> • Beräkna $\max \{ \sigma_{m,ap,d}; \sigma_{0,65}^{\text{II}} \}$ alltså $\max \{ M_{ap,d} / W_{ap,m,ap,d}; M_{0,65}^{\text{II}} / W_{0,65}^{\text{II}} \}$. • Bestäm reduktionsfaktorn k_{crit} som beaktar vippning genom att anta: <ul style="list-style-type: none"> - vippningslängd $l = l_1$ och - tvärsnitt $b \times h_{0,65}^{\text{II}}$ (eller, på den säkra sidan: $b \times h_{ap}$).

Tabell 10.7 Böjspänning vid nocken enligt SS-EN 1995-1-1, avsnitt 6.4.3.

$\sigma_{m,d} = k_l \cdot \frac{6 \cdot M_d}{b \cdot h_{ap}^2} \leq k_r \cdot f_{m,d}$		
där:		
$\sigma_{m,d}$	är dimensioneringsvärdet för böjspänning vid nocken.	
$f_{m,d}$	är dimensioneringsvärdet för böjhållfasthet.	
M_d	är dimensioneringsvärdet för böjmoment vid nocken.	
b, h_{ap}	är balkens bredd och höjd vid nocken.	
k_l	är en faktor enligt tabell 10.8, sidan 47.	
k_r	$\begin{cases} 1 & \text{för } r_{in} \geq 240 \cdot t \\ 0,76 + \frac{r_{in}}{1000 \cdot t} & \text{för } r_{in} < 240 \cdot t \end{cases}$	

Tabell 10.8 Värderna på k_f för beräkning av böjspänning vid nocken enligt SS-EN 1995-1-1, avsnitt 6.4.3.

<p style="text-align: center;">$r = r_{in} + \frac{h_{ap}}{2}$</p>	$k_f = 1 + 0,35 \cdot \frac{h_{ap}}{r} + 0,6 \cdot \left(\frac{h_{ap}}{r}\right)^2$
<p style="text-align: center;">$r = r_{in} + \frac{h_{ap}}{2}$</p>	$k_f = k_1 + k_2 \cdot \left(\frac{h_{ap}}{r}\right) + k_3 \cdot \left(\frac{h_{ap}}{r}\right)^2 + k_4 \cdot \left(\frac{h_{ap}}{r}\right)^3$ $k_1 = 1 + 1,4 \cdot \tan \alpha + 5,4 \cdot \tan^2 \alpha$ $k_2 = 0,35 - 8 \cdot \tan \alpha$ $k_3 = 0,6 + 8,3 \cdot \tan \alpha - 7,8 \cdot \tan^2 \alpha$ $k_4 = 6 \cdot \tan^2 \alpha$
α bör vara $\leq 15^\circ$	

Tabell 10.9 Dragspänning vinkelrätt mot fiberriktning enligt SS-EN 1995-1-1, avsnitt 6.4.3.

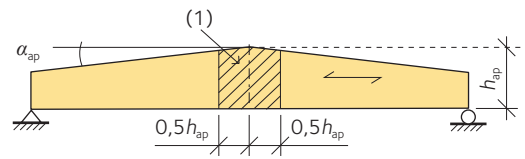
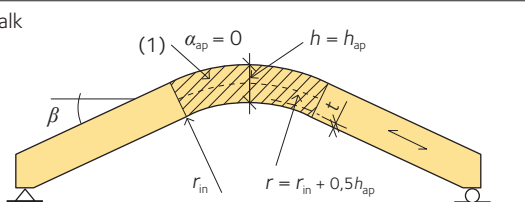
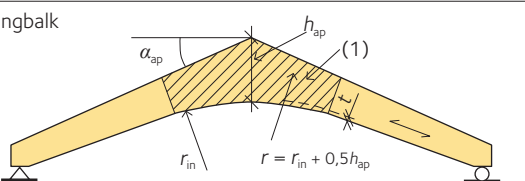
$\sigma_{t,90,d} = k_p \cdot \frac{6 \cdot M_d}{b \cdot h_{ap}^2} \leq k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t,90,d}$		
<p>där:</p>		
$\sigma_{t,90,d}$	är dimensioneringsvärdet för dragspänning vinkelrätt fibrerna vid nocken.	
$f_{m,d}$	är dimensioneringsvärdet för draghållfasthet vinkelrätt fibrerna vid nocken.	
M_d	är dimensioneringsvärdet för böjmoment vid nocken.	
$k_{vol} = (V_0/V)^{0,2}$	är förhållandet mellan referensvolymen V_0 (för limträ är $V_0 = 0,01 \text{ m}^3$) och den belastade volymen vid nocken, V i m^3 , se tabell 10.11, sidan 48. V bör inte vara större än 2/3 av balkens totala del.	
k_p	se tabell 10.10.	

Tabell 10.10 Värderna på k_p för beräkning av dragspänning vinkelrätt mot fiberriktningen vid nocken enligt SS-EN 1995-1-1, avsnitt 6.4.3.

	$k_p = 0,2 \cdot \tan \alpha$ α bör vara $\leq 10^\circ$
<p style="text-align: center;">$r = r_{in} + \frac{h_{ap}}{2}$</p>	$k_p = 0,25 \cdot \frac{h_{ap}}{r}$
<p style="text-align: center;">$r = r_{in} + \frac{h_{ap}}{2}$</p>	$k_p = k_1 + k_2 \cdot \left(\frac{h_{ap}}{r}\right) + k_3 \cdot \left(\frac{h_{ap}}{r}\right)^2$ $k_1 = 0,2 \cdot \tan \alpha$ $k_2 = 0,25 - 1,5 \cdot \tan \alpha + 2,6 \cdot \tan^2 \alpha$ $k_3 = 2,1 \cdot \tan \alpha - 4 \cdot \tan^2 \alpha$

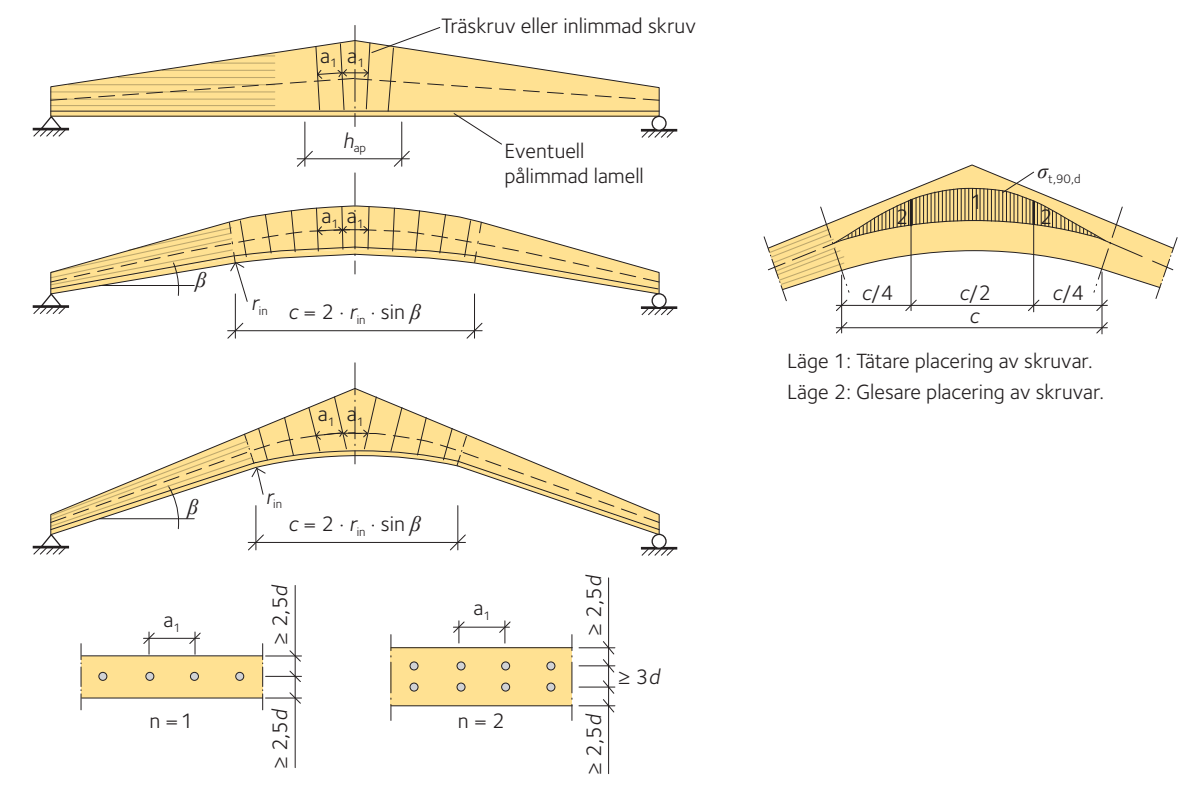
10 Dimensionering av balkar med varierande tvärsnitt och krökta balkar

Tabell 10.11 Värderna på k_{dis} och V enligt SS-EN 1995-1-1, avsnitt 6.4.3 för olika balktyper ("b" avser balkens bredd).

Balktyp	k_{dis}	V
Dubbelsidigt snedsågad balk (sadelbalk) 	1,4	Volym av (1), se figur till vänster $\sim b \cdot (h_{ap})^2$
Krökt balk 	1,4	Volym av den krökta delen (1) ¹⁾ $\frac{\beta\pi}{180} b (h_{ap}^2 + 2h_{ap}r_{in})$
Bumerangbalk 	1,7	Volym av den krökta delen (1) ¹⁾ $b \left(\sin(\alpha_{ap}) \cos(\alpha_{ap}) (r_{in} + h_{ap})^2 - r_{in}^2 \frac{\alpha_{ap}\pi}{180} \right)$

¹⁾ Större volym för V än $2/3$ av balkens totala volym V_b behöver inte användas. Vinklar α och β i grader. "b" avser balkens bredd.

Tabell 10.12 Placering av förstärkande träskruvar eller inlimmade skruvar enligt DIN EN 1995-1-1/NA.



Träskruv eller inlimmad skruv

Eventuell pålimmad lamell

$c = 2 \cdot r_{in} \cdot \sin \beta$

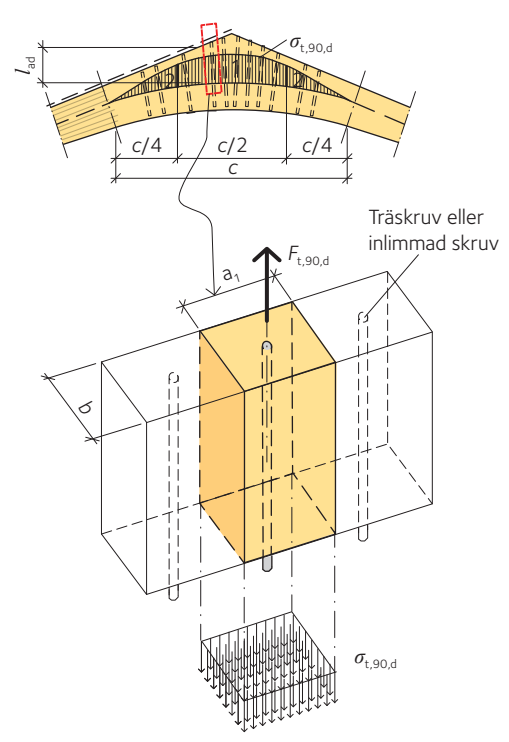
$c = 2 \cdot r_{in} \cdot \sin \beta$

Läge 1: Tätare placering av skruvar.
Läge 2: Glesare placering av skruvar.

a_1 är avståndet mellan förstärkningarna i balkens längsriktning.
Rekommenderade avstånd: $250 \text{ mm} \leq a_1 \leq 0,75 \cdot h_{ap}$, där h_{ap} är balkens höjd vid nocken.

Tabell 10.13 Förstärkning av balken mot dragspänningar vinkelrätt mot fiberriktningen.

Dimensioneringsvärdet för dragkraft vinkelrätt fibrerna i mitten av nockområdet:	
$F_{t,90,d} = \frac{\sigma_{t,90,d} \cdot b \cdot a_1}{n}$	
Dimensioneringsvärdet för dragkraft vinkelrätt fibrerna i de yttre fjärdedelarna av nockområdet:	
$F_{t,90,d} = \frac{2}{3} \cdot \frac{\sigma_{t,90,d} \cdot b \cdot a_1}{n}$	
Kontrollera: $F_{t,90,d} \leq R_{t,d}$	
där:	
$\sigma_{t,90,d}$	är dimensioneringsvärdet för dragspänning vinkelrätt fibrerna.
b	är balkens bredd.
a_1	är avståndet mellan förstärkningarna i balkens längsriktning. Rekommenderade avstånd: $250 \text{ mm} \leq a_1 \leq 0,75 \cdot h_{ap}$, där h_{ap} är balkens höjd vid nocken, se tabell 10.12, sidan 48.
n	är antalet grupper av träskruvar eller inlimmade skruvar vinkelrätt mot balkens längsriktning, se tabell 10.12, sidan 48.
$R_{t,d}$	är dimensioneringsvärdet för axial bärförmåga för förstärkningen, träskruv/inlimmad skruv; det mindre värdet av bärförmåga vid dragning eller utdragning. Inlimningslängden i fallet inlimmade skruvar eller effektiv förankringslängd i fallet träskruvar ska väljas som värde för l_{ad} , se figur till höger.



11 Dimensionering vid bruksgrenstillstånd (SLS)

Allmänt

Deformationsberäkningar utförs normalt så att man använder styvhetsgenskaperas medelvärden. Tidsberoende kan beaktas så att man definierar ett effektivt slutligt värde för elasticitetsmodulen enligt ekvationen

$$E_{\text{mean,fin}} = \frac{E_{\text{mean}}}{1 + k_{\text{def}}}$$

där k_{def} beaktar klimatklassens inverkan på deformationer enligt *tabell 11.1*.

Tabell 11.1 Värderna på k_{def} för virke och träbaserade material enligt SS-EN 1995-1-1.

Material	SS-EN standard	Klimatklass		
		1	2	3
Konstruktionsvirke	SS-EN 14081-1	0,60	0,80	2,00
Limträ	SS-EN 14080	0,60	0,80	2,00
Fanerträ	SS-EN 14374	0,60	0,80	2,00
	SS-EN 14279	0,60	0,80	2,00
Plywood	SS-EN 636	0,80	1,00	2,50
OSB	SS-EN 300			
	OSB/2	2,25	–	–
	OSB/3	1,50	2,25	–
	OSB/4	1,50	2,25	–

Tabell 11.2 Förskjutningsmodul K_{ser} per skjuvplan och per fästdon i förband med trä mot trä eller träbaserade skivmaterial mot trä. ρ_m är ingående trämaterials medeldensitet i [kg/m³] och d är fästdonets ytterdiameter i [mm]. Om medeldensiteterna $\rho_{m,1}$ och $\rho_{m,2}$ för de element som ska sammanfogas är olika, ska för ρ_m ett värde användas som är $\rho_m = \sqrt{\rho_{m,1} \cdot \rho_{m,2}}$ där $\rho_{m,1}$ och $\rho_{m,2}$ hämtas i *tabell 7.4* eller *tabell 7.5, sidan 20*.

Fästdonstyp	K_{ser} [N/mm]
Dymlingar	$\rho_m^{1,5} d / 23$
Skruv och passskruv ¹⁾	
Träskruv	
Spik (med förborring)	
Spik (utan förborring)	$\rho_m^{1,5} d^{0,8} / 30$

¹⁾ Eventuellt glapp bör adderas separat till fästdonets förskjutning.

Deformationer

Tabell 11.3 Deformationsberäkningar. De relevanta lastkombinationerna kan tas från *tabell 5.3, sidan 11*.
Värdena för k_{def} kan tas från *tabell 11.1, sidan 50*. Värdena för ψ_2 kan tas från *tabell 5.4, sidan 11*.

w_{inst}	Initialdeformation.	
w_{creep}	Deformation förorsakad av krypning: $w_{creep,p} = k_{def} \cdot w_{inst}$ av permanent last. $w_{creep,v} = \psi_2 \cdot k_{def} \cdot w_{inst}$ av variabel last.	
w_c	Eventuell överhöjning.	
w_{fin}	Slutlig deformation: $w_{fin} = w_{inst} + \sum w_{creep,i}$	
$w_{net,fin}$	Slutlig nettodeformation: $w_{net,fin} = w_{fin} - w_c$	

Tabell 11.4 Normalt godtagna gränser för deformationer i förhållande till den fria spännvidden i bruksgränstillstånd.

Tabellvärdena utgår från vedertagen beprövad praxis och god konstruktörssed som har omräknats till värden enligt SS-EN 1990, SS-EN 1991, SS-EN 1995 samt gällande EKS. De ska ses som branschens rekommendationer till vägledning för byggherrar och deras ombud, likväl som underlag för värdering av konkurrerande alternativa lösningar.

Användningsområde	Ej överhöjda konstruktionselement		
	$u_{max,inst}$	$u_{max,frekv}$	$u_{max,fin}$
Takbalkar			
Industri	L/300	L/300	L/250
Skolor, butiker med mera	L/375	L/375	L/300
Djurstallar	–	L/200	L/200 (maximalt 30 mm)
Maskinhallar, logar med mera	–	L/150	L/150 (maximalt 40 mm)
Golvbalkar			
Generellt ¹⁾	L/500	L/375	L/300
Förråd och andra lokaler utan tillträde för allmänheten	L/275	L/250	L/200
Djurstallar	–	L/200	L/200 (maximalt 30 mm)
Logar med mera	–	L/150	L/150 (maximalt 40 mm)
Fackverk			
Generellt utan hänsyn till knutpunktsdeformationer	L/625	L/500	L/400
I lantbruksbyggnader utan hänsyn till knutpunktsdeformationer	–	L/400	–
Konsoler			
	L/250	L/250	L/200
Takåsar			
Generellt utan separat innertak	L/375	L/375	L/300
I lantbruksbyggnader utan separat innertak	–	L/200	–
Generellt med separat innertak	L/200	L/200	L/150
I lantbruksbyggnader med separat innertak	–	L/100	–

¹⁾ Styvheten hos träbjälklag ska även kontrolleras med avseende på svikt och vibrationer.

L betecknar den fria spännvidden. För konstruktionselement med överhöjning gäller tabellvärdet / 1,5.

$u_{max,inst}$ beräknas enligt SS-EN 1990 (ekvation 6.14a), karakteristisk lastkombination och SS-EN 1995 (ekvation 2.2.3 (2)).

$u_{max,fin}$ beräknas enligt SS-EN 1990 (ekvation 6.16a), kvasipermanent lastkombination och SS-EN 1995 (ekvation 2.2.3 (3) och (5)).

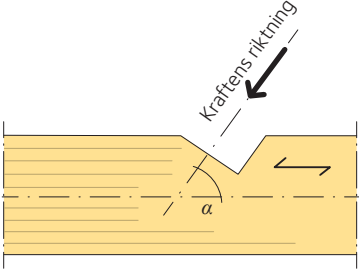
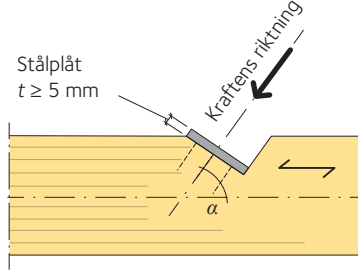
För den frekventa lastkombinationen enligt SS-EN 1990 (ekvation 6.15a) finns ingen anvisning i SS-EN 1995. Den frekventa lastkombinationen

$u_{max,frekv}$ beräknas enligt *ekvation 6.8 i Limträhandbok Del 2, sidan 86*.

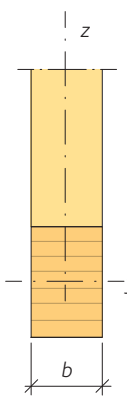
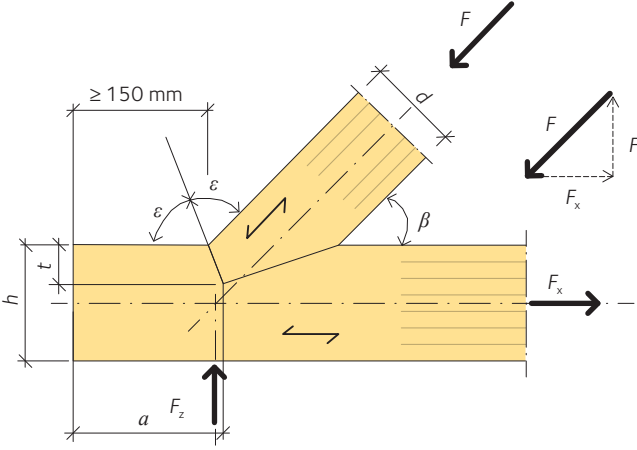
Tabellen måste också kompletteras med de begränsningar som ges av det aktuella byggprojektets förutsättningar. Till exempel takets tätskikt, som kan ge krav på max deformation 30 mm för karakteristisk last, för undvikande av skador hos låglutande tak på grund av risken för kvarstående vatten som kan frysa till is. Skaderisk föreligger även vid keramiska golv och stenplattor, där en rimlig styvhet är minst cirka L/300 för karakteristisk last. Avväxlingsbalkar över portar och fönsterpartier är exempel på där absoluta mått på deformationer inte får överstiga tillgängligt spelrum. Bjälklag får inte heller belasta icke bärande innerväggar. Glastak är mycket känsliga för vertikala och horisontella rörelser. Värden för lantbruksbyggnader valda i samstämmighet med SIS-TS 37:2012.

12 Timmermansförband

Tabell 12.1 Förbandets bärförmåga enligt den schweiziska normen för träkonstruktioner SIA 265:2012.

Utan stålplåt mellan diagonal och vågrät konstruktionsdel	Med stålplåt mellan diagonal och vågrät konstruktionsdel
	
Tryckhållfasthet i vinkel α mot fiberriktningen	
$f_{c,\alpha,d} \leq \frac{0,8 \cdot f_{c,0,d} \cdot f_{c,90,d}}{0,8 \cdot f_{c,0,d} \cdot \sin^2 \alpha + f_{c,90,d} \cdot \cos^2 \alpha}$	$f_{c,\alpha,d} \leq \frac{f_{c,0,d} \cdot f_{c,90,d}}{f_{c,0,d} \cdot \sin^2 \alpha + f_{c,90,d} \cdot \cos^2 \alpha}$

Tabell 12.2 Dimensionering av förstöt enligt SIA 265:2012 modifierat av författarna till *Limträhandbok Del 3*.

			
	Urtagets djup t	Skjuvad längd a	Diagonalens tvärsnittshöjd d
Minimivärden	$t \geq \frac{F_d \cdot \cos \beta}{b \cdot f_{c,\alpha,d}} \quad ^1$	$a \geq \frac{F_d \cdot \cos \beta}{b \cdot 0,5 \cdot f_{v,d}}$	$d \geq \frac{F_d}{b \cdot f_{c,\alpha,d}} \quad ^2$
Maximivärden	$t \leq h/4 \text{ för } \beta \leq 50^\circ$ $t \leq h/6 \text{ för } \beta \geq 60^\circ \quad ^3$	$a \leq 8 \cdot t \quad ^4$	-

¹⁾ Använd $\alpha = 0,5 \cdot \beta$ vid beräkning av $f_{c,\alpha,d}$.

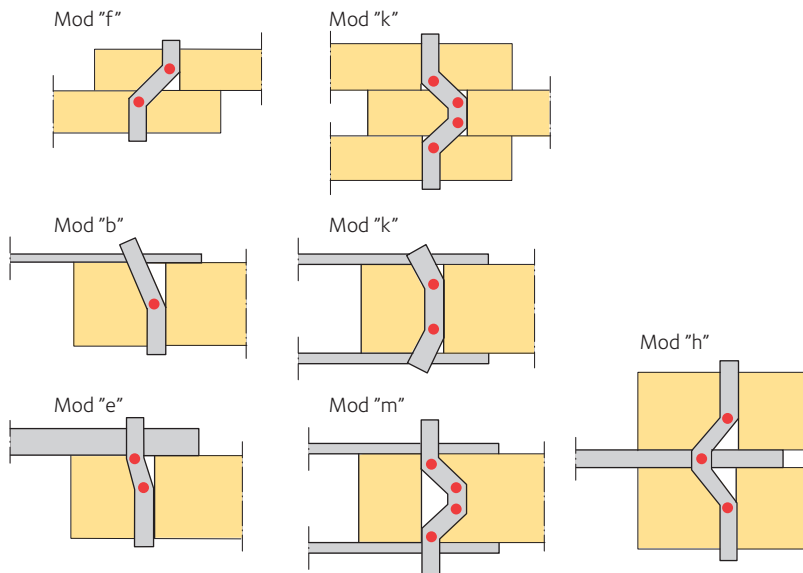
²⁾ Använd $\alpha = \beta$ vid beräkning av $f_{c,\alpha,d}$.

³⁾ Använd linjär interpolation av t när $50^\circ < \beta < 60^\circ$.

⁴⁾ Längre skjuvad längd (a) kan accepteras än vad som är given i tabellen. I beräkning av bärförmåga får maximalt skjuvad längd $a = 8 \cdot t$ utnyttjas.

13 Förband med fästdon av stål

Reglerna för dimensionering av förband med fästdon av stål behandlas i detta kapitel huvudsakligen enligt SS-EN 1995-1-1, Eurokod 5. Rekommendationen är alltid att förbanden dimensioneras så att sprödbrott kan undvikas och därför föreslås i *tabell 13.3 – 13.11, sidorna 56 – 64*, en materialtjocklek för olika fästdonsdiametrar som utesluter sprödbrott. Tillvägagångssättet säkerställer att det bildas åtminstone en plastisk led i fästdonet, vilket motsvarar brottmoderna f och k för trä mot trä-förband och b, e, h och m för stål mot trä-förband, se *figur 13.1*. Plastiska leder bildas om tjockleken av virkesdelarna är tillräckligt stor i jämförelse med fästdonens diameter.

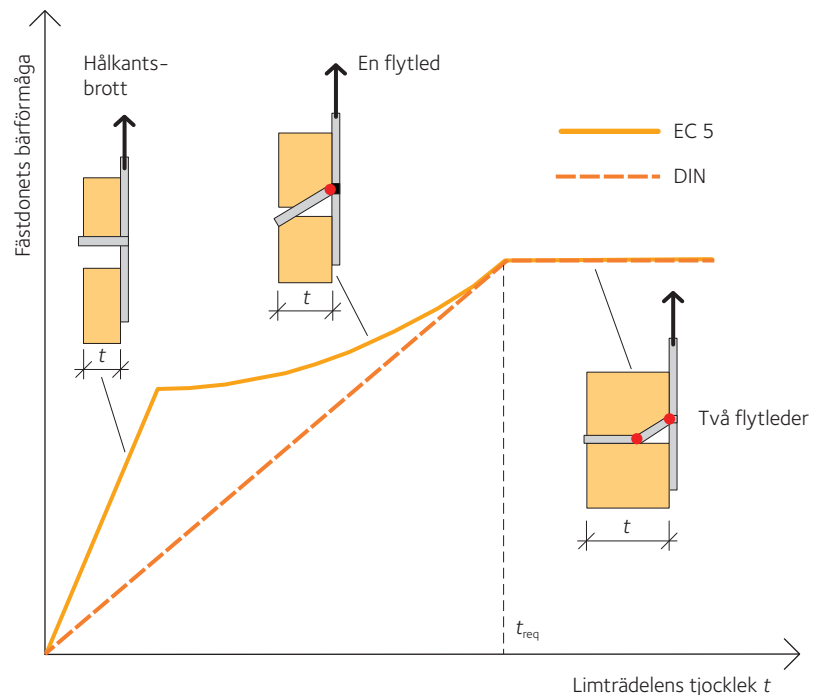


Figur 13.1 Förband där plastiska leder bildas.

Om man vill använda tunnare virkesdelar eller fästdon med större diameter än vad som använts i *tabell 13.3 – 13.11, sidorna 56 – 64*, blir brottmoden spröd och förbandets bärförmåga ska beräknas enligt ekvationerna i SS-EN 1995-1-1, avsnitt 8.2. Bärförmågan vid spröd brottmod kan snabbt uppskattas (på den säkra sidan) om man använder metoden i DIN EN 1995 1-1/NA:2013-08. Enligt denna metod ska den plastiska brottmodens bärförmåga reduceras linjärt i förhållande till virkesdelens tjocklek. Man får då en något mindre bärförmåga än den som anges i SS-EN 1995-1-1, Eurokod 5. Skillnaden mellan metoderna i DIN-norm och SS-EN 1995-1-1, Eurokod 5, är illustrerad i *figur 13.2, sidan 54*, för ett enskärigt stål mot trä-förband med tjock stålplåt.

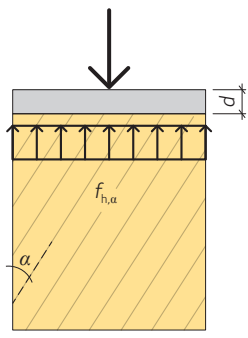
Parametrar som används vid dimensionering av förband

$F_{v,Rk}$	är karakteristisk bärförmåga per skjuvplan och per fästdon.
$f_{h,i,k}$	är karakteristisk hålkantshållfasthet av förbandsdel "i".
t_i	är trädelens tjocklek (eller inträngningsdjupet för spikar och träskruvar).
d	är fästdonets diameter.
$M_{y,Rk}$	är fästdonets karakteristiska sträckgräns.
$\beta = f_{h,2,k} / f_{h,1,k}$	är förhållandet mellan hålkantshållfasthet för delarna "1" och "2". För enskäriga trä mot trä-förband kan "1" eller "2" väljas godtyckligt. För tväskäriga trä mot trä-förband ska "2" alltid beteckna den mittersta delen.

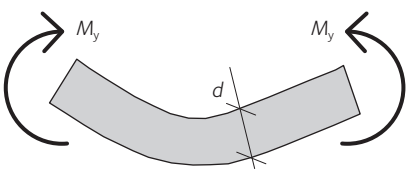


Figur 13.2 Enskärigt stål mot trä-förband med tjock stålplåt – skillnaden mellan bärförmåga enligt SS-EN 1995-1-1 och DIN EN 1995-1-1/NA.

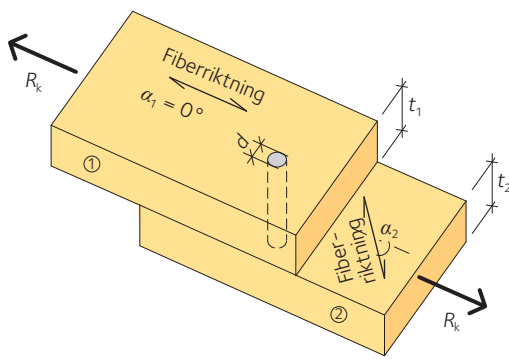
Tabell 13.1 Karakteristisk hålkantshållfasthet i MPa för limträ i hållfasthetsklass GL30c ($\rho_k = 390 \text{ kg/m}^3$).

Hålkantshållfasthet										
			Fästdon med förborrade hål: $f_{h,\alpha,k} = \frac{0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k}{(1,35 + 0,015 \cdot d) \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}$							
			Spikar utan förborrade hål ($d \leq 6 \text{ mm}$): $f_{h,k} = 0,082 \cdot d^{-0,3} \cdot \rho_k$							
Fästdonets diameter d [mm]			4	8	10	12	16	20	24	30
$f_{h,\alpha,k}$ [MPa] för hållfast- hetsklass GL30c	Vinkeln mot fibrerna	0°	21,1	29,4	28,8	28,1	26,9	25,6	24,3	22,4
		20°	21,1	27,9	27,2	26,5	25,1	23,8	22,4	20,5
		40°	21,1	24,6	23,9	23,1	21,6	20,2	18,8	16,8
		60°	21,1	21,8	20,9	20,1	18,6	17,2	15,9	14,0
		80°	21,1	20,2	19,4	18,6	17,1	15,7	14,4	12,6
		90°	21,1	20,0	19,2	18,4	16,9	15,5	14,2	12,4

Tabell 13.2 Karakteristiskt flytmoment i Nmm för skruvar och dymlingar gjorda av några vanliga stålsorter.

Flytmoment										
			$M_{y,k} = 0,3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6}$							
			Fästdonets diameter d [mm]			4	8	10	12	16
$M_{y,k}$ [Nmm]	Hållfast- hetsklass/ stålsort för skruv/ spik	S355	-	34 098	60 910	97 850	206 730	369 292	593 254	1 059 758
		4.6/4.8	-	26 743	47 773	76 745	162 141	289 640	465 297	831 183
		5.6/5.8	-	33 429	59 716	95 932	202 676	362 051	581 622	1 038 978
		$f_u = 600$	6 617	-	-	-	-	-	-	-
		8.8	-	53 487	95 546	153 491	324 282	579 281	930 594	1 662 365

Tabell 13.3 Enskärigt trä mot trä-förband. Minsta erforderliga virkestjocklek för att två plastiska flytleder kan bildas i fästdonet och förbandets motsvarande bärförmåga vid skjuvning. Virkesdelar: Limträ i hållfasthetsklass GL30c. Fästdon: dymling eller skruv av stålsort S355. Motsvarande dimensioneringsvärden fås, om man multiplicerar de karakteristiska värdena med (k_{mod} / γ_M) , där $\gamma_M = 1,3$.

		$R_k = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,k} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} \quad ^1)$						
		$t_1 \geq t_{1,req} = 1,15 \cdot \left(2 \cdot \sqrt{\frac{\beta}{1 + \beta}} + 2 \right) \cdot \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,1,k} \cdot d}}$						
		$t_2 \geq t_{2,req} = 1,15 \cdot \left(2 \cdot \sqrt{\frac{1}{1 + \beta}} + 2 \right) \cdot \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,2,k} \cdot d}}$						
d = 8 mm	α_1	$t_{1,req}$	α_1	$t_{1,req}$	α_1	$t_{1,req}$	α_1	$t_{1,req}$
	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$
	0°	47 mm	0°	47 mm	0°	46 mm	0°	45 mm
	0°	47 mm	30°	51 mm	60°	57 mm	90°	59 mm
	$R_k = 4,6 \text{ kN}$		$R_k = 4,5 \text{ kN}$		$R_k = 4,2 \text{ kN}$		$R_k = 4,1 \text{ kN}$	
d = 10 mm	α_1	$t_{1,req}$	α_1	$t_{1,req}$	α_1	$t_{1,req}$	α_1	$t_{1,req}$
	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$
	0°	57 mm	0°	56 mm	0°	55 mm	0°	55 mm
	0°	57 mm	30°	61 mm	60°	69 mm	90°	73 mm
	$R_k = 6,8 \text{ kN}$		$R_k = 6,6 \text{ kN}$		$R_k = 6,2 \text{ kN}$		$R_k = 6,1 \text{ kN}$	
d = 12 mm	α_1	$t_{1,req}$	α_1	$t_{1,req}$	α_1	$t_{1,req}$	α_1	$t_{1,req}$
	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$
	0°	67 mm	0°	65 mm	0°	64 mm	0°	63 mm
	0°	67 mm	30°	67 mm	60°	72 mm	90°	86 mm
	$R_k = 9,3 \text{ kN}$		$R_k = 9,1 \text{ kN}$		$R_k = 8,6 \text{ kN}$		$R_k = 8,3 \text{ kN}$	
d = 16 mm	α_1	$t_{1,req}$	α_1	$t_{1,req}$	α_1	$t_{1,req}$	α_1	$t_{1,req}$
	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$
	0°	86 mm	0°	84 mm	0°	83 mm	0°	82 mm
	0°	86 mm	30°	97 mm	60°	107 mm	90°	113 mm
	$R_k = 15,3 \text{ kN}$		$R_k = 14,5 \text{ kN}$		$R_k = 13,9 \text{ kN}$		$R_k = 13,5 \text{ kN}$	
d = 20 mm	α_1	$t_{1,req}$	α_1	$t_{1,req}$	α_1	$t_{1,req}$	α_1	$t_{1,req}$
	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$
	0°	105 mm	0°	105 mm	0°	101 mm	0°	100 mm
	0°	105 mm	30°	111 mm	60°	134 mm	90°	142 mm
	$R_k = 22,4 \text{ kN}$		$R_k = 21,9 \text{ kN}$		$R_k = 20,0 \text{ kN}$		$R_k = 19,4 \text{ kN}$	
d = 24 mm	α_1	$t_{1,req}$	α_1	$t_{1,req}$	α_1	$t_{1,req}$	α_1	$t_{1,req}$
	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$
	0°	125 mm	0°	123 mm	0°	119 mm	0°	118 mm
	0°	125 mm	30°	138 mm	60°	161 mm	90°	172 mm
	$R_k = 30,3 \text{ kN}$		$R_k = 29 \text{ kN}$		$R_k = 26,9 \text{ kN}$		$R_k = 26,0 \text{ kN}$	

¹⁾ Om $t_1 < t_{1,req}$ eller $t_2 < t_{2,req}$, kan bärförmågan beräknas enligt nedan:

$$R_{k,red} = R_k \cdot \min \left\{ \frac{t_1}{t_{1,req}}; \frac{t_2}{t_{2,req}} \right\}$$

Tabell 13.4 Tvåskärgigt trä mot trä-förband. Minsta erforderliga virkestjocklek för att två plastiska flytleder kan bildas i fästdonet och förbandets motsvarande bärförmåga vid skjuvning. Virkesdelar: Limträ i hållfasthetsklass GL30c. Fästdon: dymling eller skruv av stålsort S355. Den mittersta virkesdelen är betecknad med "2". Motsvarande dimensioneringsvärden fås, om man multiplicerar de karakteristiska värdena med $(k_{\text{mod}}/\gamma_M)$, där $\gamma_M = 1,3$.

		Fiberriktning $\alpha_1 = 0^\circ$		Fiberriktning α_2		Fiberriktning $\alpha_1 = 0^\circ$		Fiberriktning α_2			
		t_1	t_2	t_1	t_2	t_1	t_2	t_1	t_2		
		$R_k = 2 \cdot \left(1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,k} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} \right)^{1)}$									
		$t_1 \geq t_{1,\text{req}} = 1,15 \cdot \left(2 \cdot \sqrt{\frac{\beta}{1 + \beta}} + 2 \right) \cdot \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,1,k} \cdot d}}$									
		$t_2 \geq t_{2,\text{req}} = 1,15 \cdot \left(4 \cdot \sqrt{\frac{1}{1 + \beta}} \right) \cdot \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,2,k} \cdot d}}$									
$d = 8 \text{ mm}$	α_1	$t_{1,\text{req}}$	α_1	$t_{1,\text{req}}$	α_1	$t_{1,\text{req}}$	α_1	$t_{1,\text{req}}$	α_1	$t_{1,\text{req}}$	
	α_2	$t_{2,\text{req}}$	α_2	$t_{2,\text{req}}$	α_2	$t_{2,\text{req}}$	α_2	$t_{2,\text{req}}$	α_2	$t_{2,\text{req}}$	
	0°	47 mm	0°	47 mm	0°	46 mm	0°	45 mm	0°	45 mm	
	0°	39 mm	30°	43 mm	60°	49 mm	90°	52 mm	90°	52 mm	
		$R_k = 9,2 \text{ kN}$		$R_k = 9,0 \text{ kN}$		$R_k = 8,5 \text{ kN}$		$R_k = 8,3 \text{ kN}$			
$d = 10 \text{ mm}$	α_1	$t_{1,\text{req}}$	α_1	$t_{1,\text{req}}$	α_1	$t_{1,\text{req}}$	α_1	$t_{1,\text{req}}$	α_1	$t_{1,\text{req}}$	
	α_2	$t_{2,\text{req}}$	α_2	$t_{2,\text{req}}$	α_2	$t_{2,\text{req}}$	α_2	$t_{2,\text{req}}$	α_2	$t_{2,\text{req}}$	
	0°	57 mm	0°	56 mm	0°	55 mm	0°	55 mm	0°	55 mm	
	0°	47 mm	30°	52 mm	60°	60 mm	90°	63 mm	90°	63 mm	
		$R_k = 13,6 \text{ kN}$		$R_k = 13,2 \text{ kN}$		$R_k = 12,5 \text{ kN}$		$R_k = 12,2 \text{ kN}$			
$d = 12 \text{ mm}$	α_1	$t_{1,\text{req}}$	α_1	$t_{1,\text{req}}$	α_1	$t_{1,\text{req}}$	α_1	$t_{1,\text{req}}$	α_1	$t_{1,\text{req}}$	
	α_2	$t_{2,\text{req}}$	α_2	$t_{2,\text{req}}$	α_2	$t_{2,\text{req}}$	α_2	$t_{2,\text{req}}$	α_2	$t_{2,\text{req}}$	
	0°	67 mm	0°	65 mm	0°	64 mm	0°	63 mm	0°	63 mm	
	0°	55 mm	30°	61 mm	60°	71 mm	90°	76 mm	90°	76 mm	
		$R_k = 18,7 \text{ kN}$		$R_k = 18,2 \text{ kN}$		$R_k = 17,2 \text{ kN}$		$R_k = 16,7 \text{ kN}$			
$d = 16 \text{ mm}$	α_1	$t_{1,\text{req}}$	α_1	$t_{1,\text{req}}$	α_1	$t_{1,\text{req}}$	α_1	$t_{1,\text{req}}$	α_1	$t_{1,\text{req}}$	
	α_2	$t_{2,\text{req}}$	α_2	$t_{2,\text{req}}$	α_2	$t_{2,\text{req}}$	α_2	$t_{2,\text{req}}$	α_2	$t_{2,\text{req}}$	
	0°	86 mm	0°	84 mm	0°	83 mm	0°	82 mm	0°	82 mm	
	0°	71 mm	30°	83 mm	60°	93 mm	90°	100 mm	90°	100 mm	
		$R_k = 30,7 \text{ kN}$		$R_k = 29,1 \text{ kN}$		$R_k = 27,7 \text{ kN}$		$R_k = 26,9 \text{ kN}$			
$d = 20 \text{ mm}$	α_1	$t_{1,\text{req}}$	α_1	$t_{1,\text{req}}$	α_1	$t_{1,\text{req}}$	α_1	$t_{1,\text{req}}$	α_1	$t_{1,\text{req}}$	
	α_2	$t_{2,\text{req}}$	α_2	$t_{2,\text{req}}$	α_2	$t_{2,\text{req}}$	α_2	$t_{2,\text{req}}$	α_2	$t_{2,\text{req}}$	
	0°	105 mm	0°	105 mm	0°	101 mm	0°	100 mm	0°	100 mm	
	0°	87 mm	30°	93 mm	60°	117 mm	90°	125 mm	90°	125 mm	
		$R_k = 44,7 \text{ kN}$		$R_k = 43,7 \text{ kN}$		$R_k = 40,1 \text{ kN}$		$R_k = 38,8 \text{ kN}$			
$d = 24 \text{ mm}$	α_1	$t_{1,\text{req}}$	α_1	$t_{1,\text{req}}$	α_1	$t_{1,\text{req}}$	α_1	$t_{1,\text{req}}$	α_1	$t_{1,\text{req}}$	
	α_2	$t_{2,\text{req}}$	α_2	$t_{2,\text{req}}$	α_2	$t_{2,\text{req}}$	α_2	$t_{2,\text{req}}$	α_2	$t_{2,\text{req}}$	
	0°	125 mm	0°	123 mm	0°	119 mm	0°	118 mm	0°	118 mm	
	0°	104 mm	30°	117 mm	60°	141 mm	90°	152 mm	90°	152 mm	
		$R_k = 60,5 \text{ kN}$		$R_k = 58,0 \text{ kN}$		$R_k = 53,8 \text{ kN}$		$R_k = 52,0 \text{ kN}$			

¹⁾ Om $t_1 < t_{1,\text{req}}$ eller $t_2 < t_{2,\text{req}}$ kan bärförmågan beräknas enligt nedan:

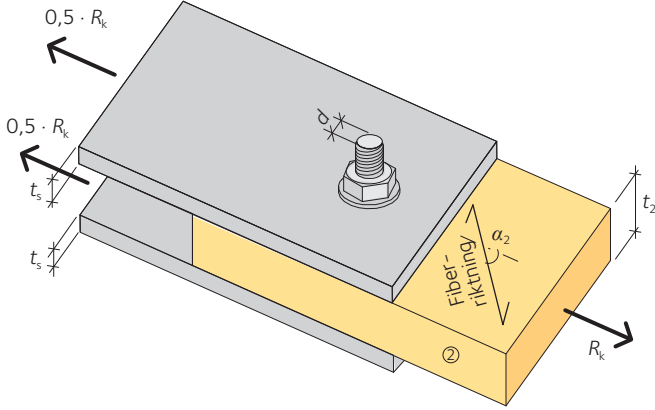
$$R_{k,\text{red}} = R_k \cdot \min \left\{ \frac{t_1}{t_{1,\text{req}}}; \frac{t_2}{t_{2,\text{req}}} \right\}$$

Tabell 13.5 Tvåskärigt stål mot trä-förband, med tunna stålplåtar. Minsta erforderliga virkestjocklek för att en plastisk flyttled kan bildas i fästdonet och förbandets motsvarande bärförmåga vid skjuvning. Virkesdelar: Limträ i hållfasthetsklass GL30c. Fästdon: stålskruv, hållfasthetsklass 4.8. Om stålplåtarnas tjocklek är större än $0,4 \cdot d$, kan repverkan beaktas vid beräkning av förbandets bärförmåga, $R_{k,tot} = R_k + \Delta R_k$. Motsvarande dimensioneringsvärden fås, om man multiplicerar de karakteristiska värdena med (k_{mod} / γ_M) , där $\gamma_M = 1,3$.

	$R_k = 2 \cdot 1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,k} \cdot f_{h,2,k} \cdot d} \quad ^1$							
	$0,4 \cdot d < t_s \leq 0,5 \cdot d$							
	$t_2 \geq t_{2,req} = 1,15 \cdot (2 \cdot \sqrt{2}) \cdot \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,2,k} \cdot d}}$							
$d = 8 \text{ mm}$ $(\Delta R_k = F_{ax}/4 = 3,0 \text{ kN})$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$
	0°	35 mm	30°	37 mm	60°	40 mm	90°	42 mm
	$R_k = 8,2 \text{ kN}$		$R_k = 7,7 \text{ kN}$		$R_k = 7,0 \text{ kN}$		$R_k = 6,7 \text{ kN}$	
$d = 10 \text{ mm}$ $(\Delta R_k = F_{ax}/4 = 4,7 \text{ kN})$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$
	0°	42 mm	30°	44 mm	60°	49 mm	90°	51 mm
	$R_k = 12,1 \text{ kN}$		$R_k = 11,4 \text{ kN}$		$R_k = 10,3 \text{ kN}$		$R_k = 9,8 \text{ kN}$	
$d = 12 \text{ mm}$ $(/4 = 6,9 \text{ kN})$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$
	0°	49 mm	30°	52 mm	60°	58 mm	90°	61 mm
	$R_k = 16,6 \text{ kN}$		$R_k = 15,6 \text{ kN}$		$R_k = 14,0 \text{ kN}$		$R_k = 13,4 \text{ kN}$	
$d = 16 \text{ mm}$ $(\Delta R_k = F_{ax}/4 = 12,8 \text{ kN})$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$
	0°	63 mm	30°	70 mm	60°	76 mm	90°	80 mm
	$R_k = 27,2 \text{ kN}$		$R_k = 24,6 \text{ kN}$		$R_k = 22,6 \text{ kN}$		$R_k = 21,5 \text{ kN}$	
$d = 20 \text{ mm}$ $(\Delta R_k = F_{ax}/4 = 20,0 \text{ kN})$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$
	0°	77 mm	30°	81 mm	60°	94 mm	90°	99 mm
	$R_k = 39,6 \text{ kN}$		$R_k = 37,9 \text{ kN}$		$R_k = 32,5 \text{ kN}$		$R_k = 30,8 \text{ kN}$	
$d = 24 \text{ mm}$ $(\Delta R_k = F_{ax}/4 = 28,8 \text{ kN})$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$
	0°	92 mm	30°	100 mm	60°	114 mm	90°	120 mm
	$R_k = 53,6 \text{ kN}$		$R_k = 49,4 \text{ kN}$		$R_k = 43,3 \text{ kN}$		$R_k = 41 \text{ kN}$	
$d = 30 \text{ mm}$ $(\Delta R_k = F_{ax}/4 = 45,9 \text{ kN})$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$
	0°	114 mm	30°	125 mm	60°	145 mm	90°	154 mm
	$R_k = 76,8 \text{ kN}$		$R_k = 70,2 \text{ kN}$		$R_k = 60,8 \text{ kN}$		$R_k = 57,3 \text{ kN}$	

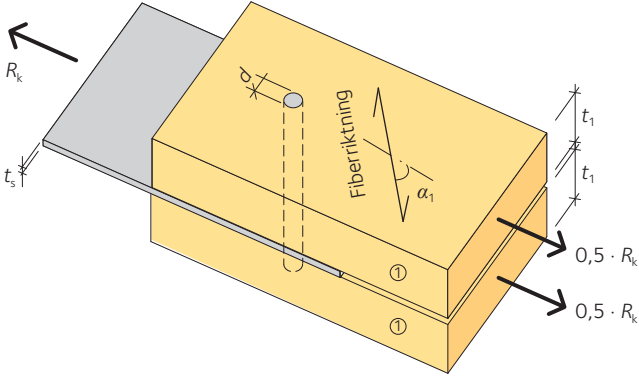
¹⁾ Om $t_2 < t_{2,req}$, kan bärförmågan beräknas enligt: $R_{k,red} = R_k \cdot t_2 / t_{2,req}$.

Tabell 13.6 Tvåskärigt stål mot trä-förband, med tjocka stålplåtar. Minsta erforderliga virkestjocklek för att tre plastiska flytleder kan bildas i fästdonet och förbandets motsvarande bärförmåga vid skjuvning. Virkesdelar: Limträ i hållfasthetsklass GL30c. Fästdon: stålskruv, hållfasthetsklass 4.8. Om stålplåtarnas tjocklek är större än $0,4 \cdot d$, kan repverkan beaktas vid beräkning av förbandets bärförmåga, $R_{k,tot} = R_k + \Delta R_k$. Motsvarande dimensioneringsvärden fås, om man multiplicerar de karakteristiska värdena med (k_{mod} / γ_M) , där $\gamma_M = 1,3$.

		$R_k = 2 \cdot 1,15 \cdot \sqrt{2} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,k} \cdot f_{h,2,k} \cdot d}$ ¹⁾						
		$t_s \geq d$						
		$t_2 \geq t_{2,req} = 1,15 \cdot 4 \cdot \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,2,k} \cdot d}}$						
$d = 8 \text{ mm}$ $(\Delta R_k = F_{ax}/4 = 3,0 \text{ kN})$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$
	0°	49 mm	30°	52 mm	60°	57 mm	90°	59 mm
	$R_k = 11,5 \text{ kN}$		$R_k = 10,9 \text{ kN}$		$R_k = 9,9 \text{ kN}$		$R_k = 9,5 \text{ kN}$	
$d = 10 \text{ mm}$ $(\Delta R_k = F_{ax}/4 = 4,7 \text{ kN})$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$
	0°	59 mm	30°	63 mm	60°	69 mm	90°	73 mm
	$R_k = 17,1 \text{ kN}$		$R_k = 16,1 \text{ kN}$		$R_k = 14,5 \text{ kN}$		$R_k = 13,9 \text{ kN}$	
$d = 12 \text{ mm}$ $(/4 = 6,9 \text{ kN})$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$
	0°	69 mm	30°	74 mm	60°	82 mm	90°	86 mm
	$R_k = 23,4 \text{ kN}$		$R_k = 22,0 \text{ kN}$		$R_k = 19,8 \text{ kN}$		$R_k = 18,9 \text{ kN}$	
$d = 16 \text{ mm}$ $(\Delta R_k = F_{ax}/4 = 12,8 \text{ kN})$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$
	0°	89 mm	30°	99 mm	60°	107 mm	90°	113 mm
	$R_k = 38,4 \text{ kN}$		$R_k = 34,8 \text{ kN}$		$R_k = 32,0 \text{ kN}$		$R_k = 30,5 \text{ kN}$	
$d = 20 \text{ mm}$ $(\Delta R_k = F_{ax}/4 = 20,0 \text{ kN})$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$
	0°	109 mm	30°	114 mm	60°	133 mm	90°	141 mm
	$R_k = 56,0 \text{ kN}$		$R_k = 53,6 \text{ kN}$		$R_k = 45,9 \text{ kN}$		$R_k = 43,6 \text{ kN}$	
$d = 24 \text{ mm}$ $(\Delta R_k = F_{ax}/4 = 28,8 \text{ kN})$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$
	0°	130 mm	30°	141 mm	60°	161 mm	90°	170 mm
	$R_k = 75,8 \text{ kN}$		$R_k = 69,8 \text{ kN}$		$R_k = 61,2 \text{ kN}$		$R_k = 58,0 \text{ kN}$	
$d = 30 \text{ mm}$ $(\Delta R_k = F_{ax}/4 = 45,9 \text{ kN})$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$	α_2	$t_{2,req}$
	0°	162 mm	30°	177 mm	60°	205 mm	90°	217 mm
	$R_k = 108,7 \text{ kN}$		$R_k = 99,2 \text{ kN}$		$R_k = 85,9 \text{ kN}$		$R_k = 81,0 \text{ kN}$	

¹⁾ Om $t_2 < t_{2,req}$, kan bärförmågan beräknas enligt: $R_{k,red} = R_k \cdot t_2 / t_{2,req}$.

Tabell 13.7 Stål mot trä-förband med en inslitsad plåt. Minsta erforderliga virkestjocklek för att tre plastiska flytleder kan bildas i fästdonet och förbandets motsvarande bärförmåga vid skjuvning. Virkesdelar: Limträ i hållfasthetsklass GL30c. Fästdon: dymling av stålsort S355. Stålblåtens tjocklek antas vara $d/1,5$ där d är fästdonets diameter. Motsvarande dimensioneringsvärden fås, om man multiplicerar de karakteristiska värdena med (k_{mod}/γ_M) , där $\gamma_M = 1,3$.

		$R_k = 2 \cdot 1,15 \cdot \sqrt{2} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,k} \cdot f_{h,1,k} \cdot d}$ ¹⁾						
		$t_s \geq 0,5 \cdot d$						
		$t_1 \geq t_{1,req} = 1,15 \cdot 4 \cdot \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,1,k} \cdot d}} - 0,5 \cdot t_s$						
d = 8 mm	α_1	$t_{1,req}$	α_1	$t_{1,req}$	α_1	$t_{1,req}$	α_1	$t_{1,req}$
	0°	57 mm	30°	60 mm	60°	66 mm	90°	69 mm
	$R_k = 12,2 \text{ kN}$		$R_k = 11,5 \text{ kN}$		$R_k = 10,5 \text{ kN}$		$R_k = 10 \text{ kN}$	
d = 10 mm	α_1	$t_{1,req}$	α_1	$t_{1,req}$	α_1	$t_{1,req}$	α_1	$t_{1,req}$
	0°	68 mm	30°	73 mm	60°	81 mm	90°	84 mm
	$R_k = 18,0 \text{ kN}$		$R_k = 17,0 \text{ kN}$		$R_k = 15,3 \text{ kN}$		$R_k = 14,7 \text{ kN}$	
d = 12 mm	α_1	$t_{1,req}$	α_1	$t_{1,req}$	α_1	$t_{1,req}$	α_1	$t_{1,req}$
	0°	80 mm	30°	85 mm	60°	95 mm	90°	100 mm
	$R_k = 24,7 \text{ kN}$		$R_k = 23,2 \text{ kN}$		$R_k = 20,9 \text{ kN}$		$R_k = 20,0 \text{ kN}$	
d = 16 mm	α_1	$t_{1,req}$	α_1	$t_{1,req}$	α_1	$t_{1,req}$	α_1	$t_{1,req}$
	0°	103 mm	30°	110 mm	60°	124 mm	90°	131 mm
	$R_k = 40,5 \text{ kN}$		$R_k = 37,8 \text{ kN}$		$R_k = 33,7 \text{ kN}$		$R_k = 32,1 \text{ kN}$	
d = 20 mm	α_1	$t_{1,req}$	α_1	$t_{1,req}$	α_1	$t_{1,req}$	α_1	$t_{1,req}$
	0°	126 mm	30°	136 mm	60°	155 mm	90°	163 mm
	$R_k = 59,0 \text{ kN}$		$R_k = 54,8 \text{ kN}$		$R_k = 48,4 \text{ kN}$		$R_k = 46,0 \text{ kN}$	
d = 24 mm	α_1	$t_{1,req}$	α_1	$t_{1,req}$	α_1	$t_{1,req}$	α_1	$t_{1,req}$
	0°	149 mm	30°	162 mm	60°	186 mm	90°	197 mm
	$R_k = 79,9 \text{ kN}$		$R_k = 73,6 \text{ kN}$		$R_k = 64,5 \text{ kN}$		$R_k = 61,1 \text{ kN}$	
d = 30 mm	α_1	$t_{1,req}$	α_1	$t_{1,req}$	α_1	$t_{1,req}$	α_1	$t_{1,req}$
	0°	186 mm	30°	190 mm	60°	221 mm	90°	235 mm
	$R_k = 114,6 \text{ kN}$		$R_k = 104,6 \text{ kN}$		$R_k = 90,6 \text{ kN}$		$R_k = 85,4 \text{ kN}$	

¹⁾ Om $t_1 < t_{1,req}$ kan bärförmågan beräknas enligt: $R_{k,red} = R_k \cdot t_1/t_{1,req}$.

Tabell 13.8 Stål mot trä-förband med två inslitsade plåtar. Minsta erforderliga virkestjocklek för mittersta delen för att tre plastiska flytleder kan bildas i fästdonet. Minsta erforderliga virkestjocklek för de yttersta delarna för att en plastisk flytled kan bildas i fästdonet vid båda yttersta virkesdelar. Stålblåtarnas tjocklek är $t_s = 8$ mm. Slitsens tjocklek är $t_{sl} = 10$ mm. Dymlingens diameter är $d = 12$ mm, stålsort S355. Virkesdelar: Limträ i hållfasthetsklass GL30c. Motsvarande dimensioneringsvärden fås, om man multiplicerar de karakteristiska värdena med (k_{mod}/γ_M) , där $\gamma_M = 1,3$.

	$R_k = R_{k,centre} + R_{k,lateral}$ $R_{k,centre} = 2 \cdot 1,15 \cdot \sqrt{2} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,k} \cdot f_{h,k} \cdot d}$ $R_{k,lateral} = 2 \cdot \begin{cases} f_{h,k} \cdot d \cdot t_1 \left(\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,k}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right) & \text{om } \sqrt{2} \cdot \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,k} \cdot d}} < t_1 \leq 1,15 \cdot 4 \cdot \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,k} \cdot d}} \\ 1,15 \cdot \sqrt{2} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,k} \cdot f_{h,k} \cdot d} & \text{om } t_1 \geq 1,15 \cdot 4 \cdot \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,k} \cdot d}} \end{cases}$					
	$t_1 > \sqrt{2} \cdot \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,k} \cdot d}}$					
	$t_2 \geq t_{2,req} = 1,15 \cdot 4 \cdot \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,k} \cdot d}}$					
$\alpha = 0^\circ$	$t_{1,min}$	$t_2 = t_{2,req}$	t_{TOT}	t_1	$t_2 = t_{2,req}$	t_{TOT}
	29 mm	88 mm	146 mm	≥ 83 mm	88 mm	≥ 255 mm
	$R_k = 43$ kN			$R_k = 53$ kN		
$\alpha = 30^\circ$	$t_{1,min}$	$t_2 = t_{2,req}$	t_{TOT}	t_1	$t_2 = t_{2,req}$	t_{TOT}
	31 mm	93 mm	154 mm	≥ 88 mm	93 mm	≥ 270 mm
	$R_k = 40$ kN			$R_k = 50$ kN		
$\alpha = 60^\circ$	$t_{1,min}$	$t_2 = t_{2,req}$	t_{TOT}	t_1	$t_2 = t_{2,req}$	t_{TOT}
	33 mm	103 mm	170 mm	≥ 98 mm	103 mm	≥ 298 mm
	$R_k = 36$ kN			$R_k = 45$ kN		
$\alpha = 90^\circ$	$t_{1,min}$	$t_2 = t_{2,req}$	t_{TOT}	t_1	$t_2 = t_{2,req}$	t_{TOT}
	35 mm	107 mm	176 mm	≥ 102 mm	107 mm	≥ 311 mm
	$R_k = 34$ kN			$R_k = 43$ kN		

Tabell 13.9 Stål mot trä-förband med tre inslitsade plåtar. Minsta erforderliga virkestjocklek för de mittersta delarna för att tre plastiska flytleder kan bildas i fästdonet. Minsta erforderliga virkestjocklek för de yttersta delarna för att en plastisk flytled kan bildas i fästdonet vid båda yttersta virkesdelarna. Stålplåtarnas tjocklek är $t_s = 8$ mm. Slitsens tjocklek är $t_{sl} = 10$ mm. Dymlingens diameter är $d = 12$ mm, stålsort S355. Virkesdelar: Limträ i hållfasthetsklass GL30c. Motsvarande dimensioneringsvärden fås, om man multiplicerar de karakteristiska värdena med (k_{mod} / γ_M) , där $\gamma_M = 1,3$.

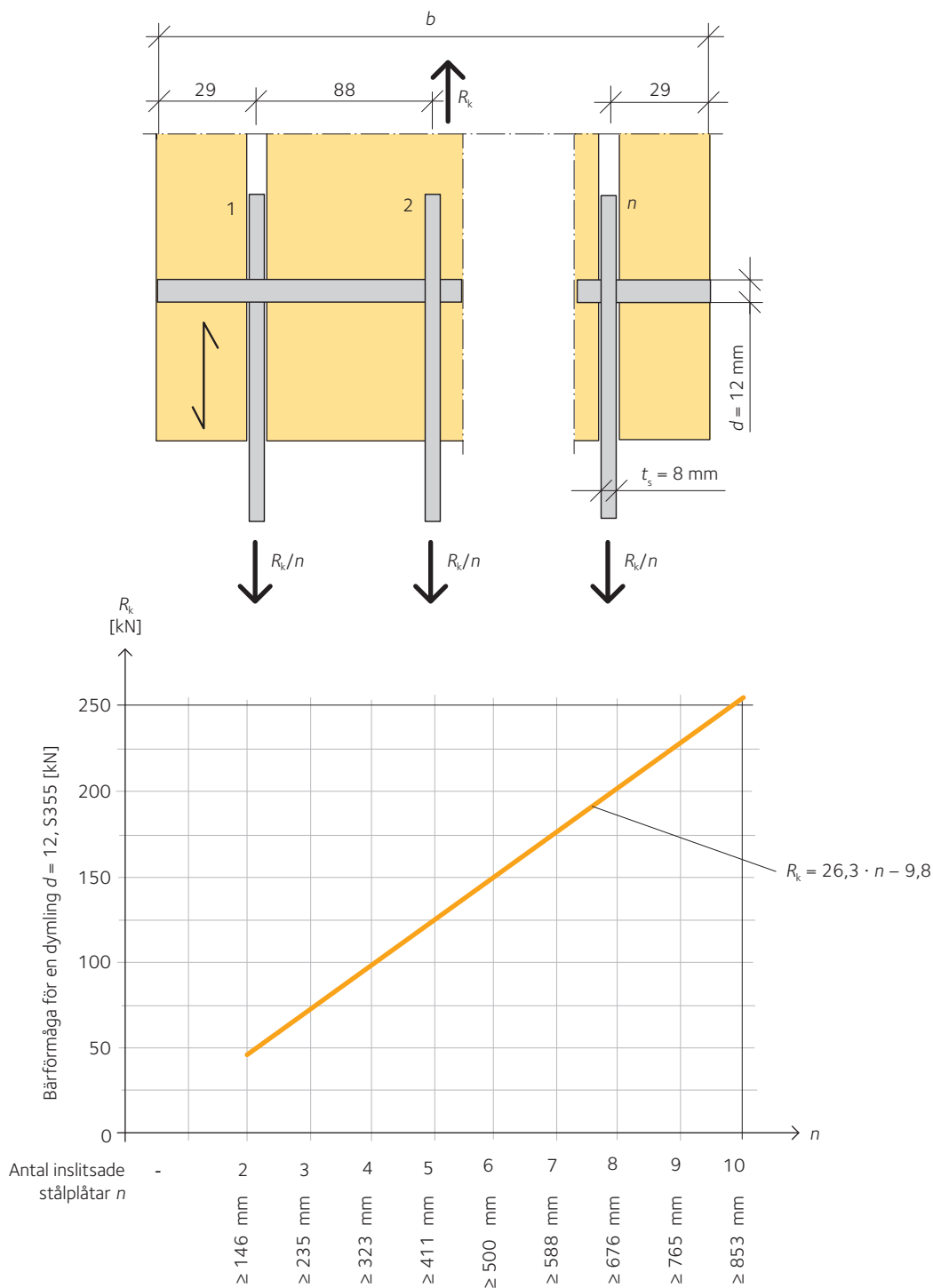
	$R_k = R_{k,centre} + R_{k,lateral}$ $R_{k,centre} = 2 \cdot \left(2 \cdot 1,15 \cdot \sqrt{2} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,k} \cdot f_{h,k} \cdot d} \right)$ $R_{k,lateral} = 2 \cdot \begin{cases} f_{h,k} \cdot d \cdot t_1 \left(\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,k}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right) & \text{om } \sqrt{2} \cdot \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,k} \cdot d}} < t_1 \leq 1,15 \cdot 4 \cdot \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,k} \cdot d}} \\ 1,15 \cdot \sqrt{2} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,k} \cdot f_{h,k} \cdot d} & \text{om } t_1 \geq 1,15 \cdot 4 \cdot \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,k} \cdot d}} \end{cases}$					
	$t_1 > \sqrt{2} \cdot \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,k} \cdot d}}$					
	$t_2 \geq t_{2,req} = 1,15 \cdot 4 \cdot \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,k} \cdot d}}$					
$\alpha = 0^\circ$	$t_{1,min}$	$t_2 = t_{2,req}$	t_{TOT}	t_1	$t_2 = t_{2,req}$	t_{TOT}
	29 mm	88 mm	235 mm	≥ 83 mm	88 mm	≥ 343 mm
	$R_k = 69$ kN			$R_k = 79$ kN		
$\alpha = 30^\circ$	$t_{1,min}$	$t_2 = t_{2,req}$	t_{TOT}	t_1	$t_2 = t_{2,req}$	t_{TOT}
	31 mm	93 mm	248 mm	≥ 88 mm	93 mm	≥ 363 mm
	$R_k = 65$ kN			$R_k = 74$ kN		
$\alpha = 60^\circ$	$t_{1,min}$	$t_2 = t_{2,req}$	t_{TOT}	t_1	$t_2 = t_{2,req}$	t_{TOT}
	33 mm	103 mm	272 mm	≥ 98 mm	103 mm	≥ 400 mm
	$R_k = 58$ kN			$R_k = 67$ kN		
$\alpha = 90^\circ$	$t_{1,min}$	$t_2 = t_{2,req}$	t_{TOT}	t_1	$t_2 = t_{2,req}$	t_{TOT}
	35 mm	107 mm	283 mm	≥ 102 mm	107 mm	≥ 417 mm
	$R_k = 60$ kN			$R_k = 64$ kN		

Tabell 13.10 Stål mot trä-förband med fyra inslitsade plåtar. Minsta erforderliga virkestjocklek för de mittersta delarna för att tre plastiska flytleder kan bildas i fästdonet. Minsta erforderliga virkestjocklek för de yttersta delarna för att en plastisk flytled kan bildas i fästdonet vid båda yttersta virkesdelarna. Stålblåtarnas tjocklek är $t_s = 8$ mm. Slitsens tjocklek är $t_{sl} = 10$ mm. Dymlingens diameter är $d = 12$ mm, stålsort S355. Virkesdelar: Limträ i hållfasthetsklass GL30c. Motsvarande dimensioneringsvärden fås, om man multiplicerar de karakteristiska värdena med (k_{mod} / γ_M) , där $\gamma_M = 1,3$.

	$R_k = R_{k,centre} + R_{k,lateral}$ $R_{k,centre} = 3 \cdot \left(2 \cdot 1,15 \cdot \sqrt{2} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,k} \cdot f_{h,k} \cdot d} \right)$ $R_{k,lateral} = 2 \cdot \begin{cases} f_{h,k} \cdot d \cdot t_1 \left(\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,k}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right) & \text{om } \sqrt{2} \cdot \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,k} \cdot d}} < t_1 \leq 1,15 \cdot 4 \cdot \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,k} \cdot d}} \\ 1,15 \cdot \sqrt{2} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,k} \cdot f_{h,k} \cdot d} & \text{om } t_1 \geq 1,15 \cdot 4 \cdot \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,k} \cdot d}} \end{cases}$					
	$t_1 > \sqrt{2} \cdot \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,k} \cdot d}}$					
	$t_2 \geq t_{2,req} = 1,15 \cdot 4 \cdot \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,k} \cdot d}}$					
$\alpha = 0^\circ$	$t_{1,min}$	$t_2 = t_{2,req}$	t_{TOT}	t_1	$t_2 = t_{2,req}$	t_{TOT}
	29 mm	88 mm	323 mm	≥ 83 mm	88 mm	≥ 432 mm
$R_k = 96$ kN			$R_k = 106$ kN			
$\alpha = 30^\circ$	$t_{1,min}$	$t_2 = t_{2,req}$	t_{TOT}	t_1	$t_2 = t_{2,req}$	t_{TOT}
	31 mm	93 mm	341 mm	≥ 88 mm	93 mm	≥ 457 mm
$R_k = 90$ kN			$R_k = 99$ kN			
$\alpha = 60^\circ$	$t_{1,min}$	$t_2 = t_{2,req}$	t_{TOT}	t_1	$t_2 = t_{2,req}$	t_{TOT}
	33 mm	103 mm	375 mm	≥ 98 mm	103 mm	≥ 503 mm
$R_k = 81$ kN			$R_k = 90$ kN			
$\alpha = 90^\circ$	$t_{1,min}$	$t_2 = t_{2,req}$	t_{TOT}	t_1	$t_2 = t_{2,req}$	t_{TOT}
	35 mm	107 mm	390 mm	≥ 102 mm	107 mm	≥ 524 mm
$R_k = 77$ kN			$R_k = 85$ kN			

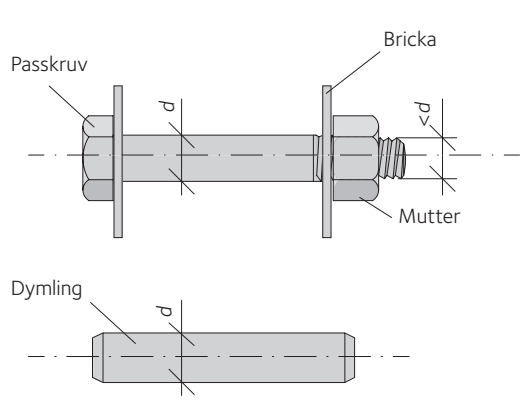
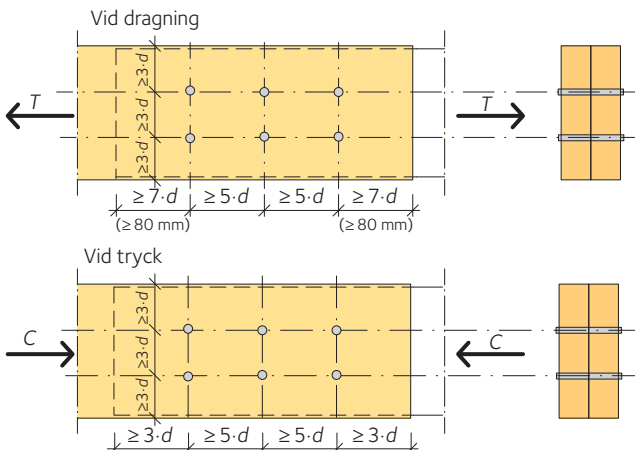
Tabell 13.11 Stål mot trä-förband med fem inslitsade plåtar. Minsta erforderliga virkestjocklek för de mittersta delarna för att tre plastiska flytleder kan bildas i fästdonet. Minsta erforderliga virkestjocklek för de yttersta delarna för att en plastisk flytled kan bildas i fästdonet vid båda yttersta virkesdelarna. Stålplåtarnas tjocklek är $t_s = 8$ mm. Slitsens tjocklek är $t_1 = 10$ mm. Dymlingens diameter är $d = 12$ mm, stålsort S355. Virkesdelar: Limträ i hållfasthetsklass GL30c. Motsvarande dimensioneringsvärden fås, om man multiplicerar de karakteristiska värdena med (k_{mod} / γ_M) , där $\gamma_M = 1,3$.

	$R_k = R_{k,centre} + R_{k,lateral}$ $R_{k,centre} = 4 \cdot \left(2 \cdot 1,15 \cdot \sqrt{2} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,k} \cdot f_{h,k} \cdot d} \right)$ $R_{k,lateral} = 2 \cdot \begin{cases} f_{h,k} \cdot d \cdot t_1 \left(\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,k}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right) & \text{om } \sqrt{2} \cdot \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,k} \cdot d}} < t_1 \leq 1,15 \cdot 4 \cdot \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,k} \cdot d}} \\ 1,15 \cdot \sqrt{2} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,k} \cdot f_{h,k} \cdot d} & \text{om } t_1 \geq 1,15 \cdot 4 \cdot \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,k} \cdot d}} \end{cases}$					
	$t_1 > \sqrt{2} \cdot \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,k} \cdot d}}$					
	$t_2 \geq t_{2,req} = 1,15 \cdot 4 \cdot \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,k} \cdot d}}$					
	$t_s = 8 \text{ mm}$					
$\alpha = 0^\circ$	$t_{1,min}$	$t_2 = t_{2,req}$	t_{TOT}	t_1	$t_2 = t_{2,req}$	t_{TOT}
	29 mm	88 mm	411 mm	≥ 83 mm	88 mm	≥ 520 mm
	$R_k = 122$ kN			$R_k = 132$ kN		
$\alpha = 30^\circ$	$t_{1,min}$	$t_2 = t_{2,req}$	t_{TOT}	t_1	$t_2 = t_{2,req}$	t_{TOT}
	31 mm	93 mm	435 mm	≥ 88 mm	93 mm	≥ 550 mm
	$R_k = 115$ kN			$R_k = 124$ kN		
$\alpha = 60^\circ$	$t_{1,min}$	$t_2 = t_{2,req}$	t_{TOT}	t_1	$t_2 = t_{2,req}$	t_{TOT}
	33 mm	103 mm	477 mm	≥ 98 mm	103 mm	≥ 605 mm
	$R_k = 103$ kN			$R_k = 112$ kN		
$\alpha = 90^\circ$	$t_{1,min}$	$t_2 = t_{2,req}$	t_{TOT}	t_1	$t_2 = t_{2,req}$	t_{TOT}
	35 mm	107 mm	497 mm	≥ 102 mm	107 mm	≥ 631 mm
	$R_k = 99$ kN			$R_k = 107$ kN		



Figur 13.3 Stål mot trä-förband belastat parallellt fibrerna och med n inslitsade plåtar ($n \geq 2$). Virkestjockleken för de mittersta delarna är 78 mm, vilket innebär att de inslitsade plåtarnas centrumavstånd är 88 mm. Virkestjockleken för de yttersta delarna är 24 mm. Stålplåtarnas tjocklek är $t_s = 8$ mm. Slitsarnas tjocklek är $t_{sl} = 10$ mm. Dymlingens diameter är $d = 12$ mm, stålsort S355. Virkesdelar: Limträ i hållfasthetsklass GL30c. Motsvarande dimensioneringsvärden fås om man multiplicerar de karakteristiska värdena med (k_{mod}/γ_M) , där $\gamma_M = 1,3$.

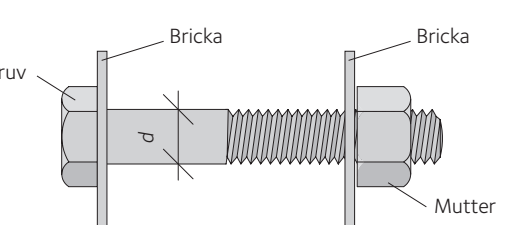
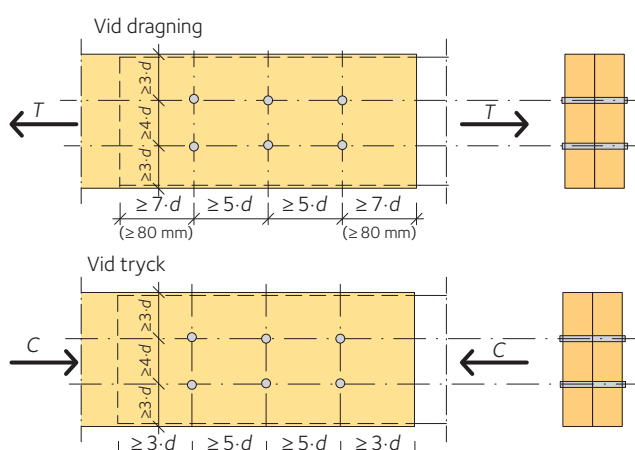
Tabell 13.12 Minsta avstånd för dymlingar och passkruvar när belastningen är parallell med fiberriktningen.

Fästdonets diameter [mm]	Avstånd				
	mellan fästdon		till en belastad ände	till en obelastad ände	till kanten
	a_{\perp}	$a_{//}$	$a_{//}$	$a_{//}$	a_{\perp}
	$3 \cdot d$	$5 \cdot d$	$7 \cdot d$	$3 \cdot d$	$3 \cdot d$
$d = 8$	24 mm	40 mm	56 mm	24 mm	24 mm
$d = 12$	36 mm	60 mm	84 mm	36 mm	36 mm
$d = 16$	48 mm	80 mm	112 mm	48 mm	48 mm
$d = 20$	60 mm	100 mm	140 mm	60 mm	60 mm
$d = 24$	72 mm	120 mm	168 mm	72 mm	72 mm

// = parallellt med fiberriktningen, \perp = vinkelrätt mot fiberriktningen.

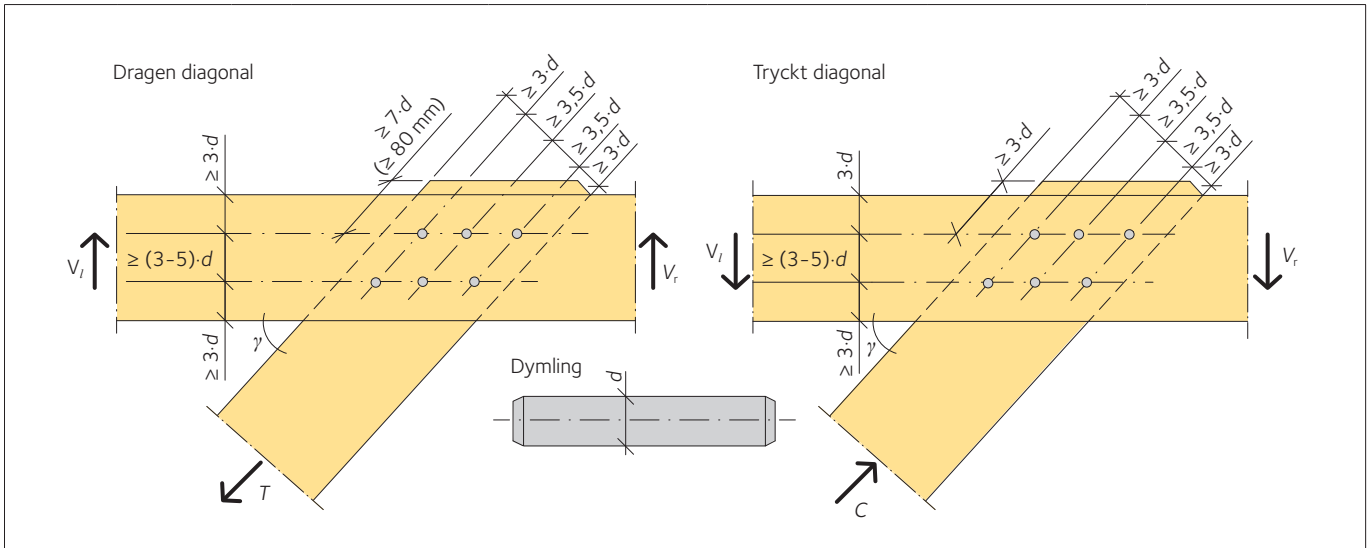
Tabell 13.13 Minsta avstånd för skruvar när belastningen är parallell med fiberriktningen.

Fästdonets diameter [mm]	Avstånd				
	mellan fästdon		till en belastad ände	till en obelastad ände	till kanten
	a_{\perp}	$a_{//}$	$a_{//}$	$a_{//}$	a_{\perp}
	$4 \cdot d$	$5 \cdot d$	$\min\{7 \cdot d; 80\}$	$3 \cdot d$	$4 \cdot d$
$d = 8$	32 mm	40 mm	80 mm	24 mm	32 mm
$d = 12$	48 mm	60 mm	84 mm	36 mm	48 mm
$d = 16$	64 mm	80 mm	112 mm	48 mm	64 mm
$d = 20$	80 mm	100 mm	140 mm	60 mm	80 mm
$d = 24$	96 mm	120 mm	168 mm	72 mm	96 mm

// = parallellt med fiberriktningen, \perp = vinkelrätt mot fiberriktningen.

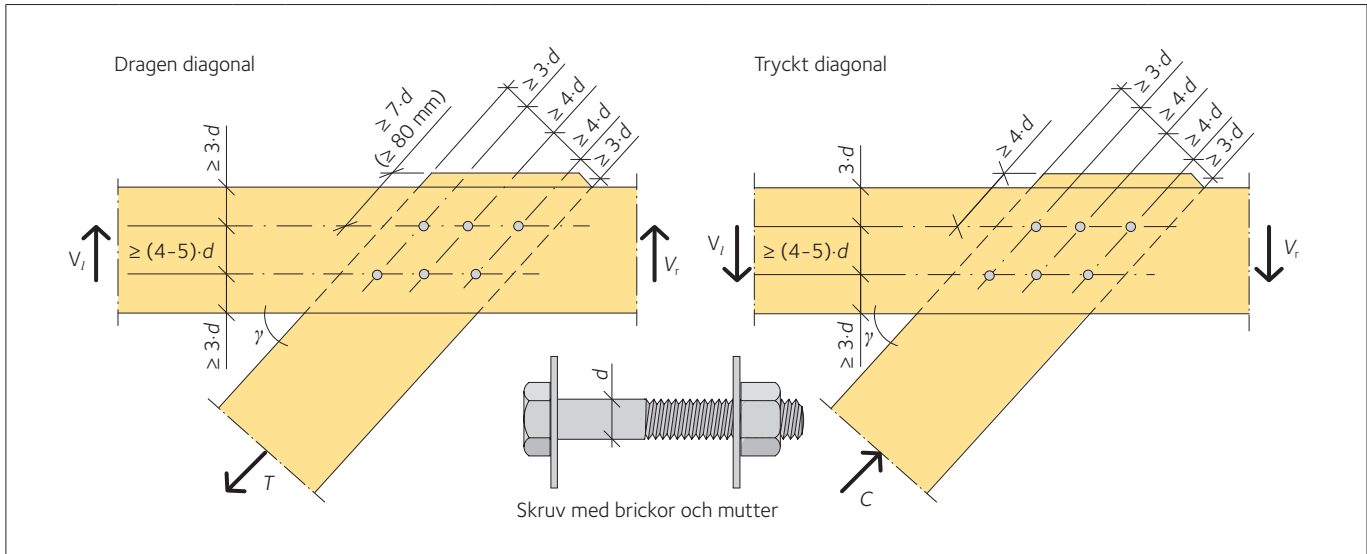
Tabell 13.14 Minsta avstånd för dymlingar och passkruvor när belastningen är i vinkel mot fiberriktningen.



Fästdonets diameter [mm]		Avstånd				
		mellan fästdon		till en belastad ände	till en obelastad ände	till kanten
		a_{\perp}	$a_{//}$	$a_{//}$	$a_{//}$	a_{\perp}
		$3,5 \cdot d$ (sned) $(3-5) \cdot d$ (vågrät)	bestäms av a_{\perp} i den vågräta delen	$\max\{7 \cdot d; 80\}$ (sned)	$3 \cdot d$	$3 \cdot d$
Avstånd i den sneda delen	8	28 mm	–	80 mm	24 mm	24 mm
	10	35 mm	–	80 mm	30 mm	30 mm
	12	42 mm	–	84 mm	36 mm	36 mm
	16	56 mm	–	112 mm	48 mm	48 mm
	20	70 mm	–	140 mm	60 mm	60 mm
	24	84 mm	–	168 mm	72 mm	72 mm
Avstånd i den vågräta delen	8	26 mm ($\gamma \leq 40^\circ$)	–	–	–	24 mm
		35 mm ($40^\circ < \gamma \leq 60^\circ$)	–	–	–	–
		40 mm ($60^\circ < \gamma \leq 90^\circ$)	–	–	–	–
	10	33 mm ($\gamma \leq 40^\circ$)	–	–	–	30 mm
		44 mm ($40^\circ < \gamma \leq 60^\circ$)	–	–	–	–
		50 mm ($60^\circ < \gamma \leq 90^\circ$)	–	–	–	–
	12	39 mm ($\gamma \leq 40^\circ$)	–	–	–	36 mm
		52 mm ($40^\circ < \gamma \leq 60^\circ$)	–	–	–	–
		60 mm ($60^\circ < \gamma \leq 90^\circ$)	–	–	–	–
	16	52 mm ($\gamma \leq 40^\circ$)	–	–	–	48 mm
		70 mm ($40^\circ < \gamma \leq 60^\circ$)	–	–	–	–
		80 mm ($60^\circ < \gamma \leq 90^\circ$)	–	–	–	–
	20	65 mm ($\gamma \leq 40^\circ$)	–	–	–	60 mm
		87 mm ($40^\circ < \gamma \leq 60^\circ$)	–	–	–	–
		100 mm ($60^\circ < \gamma \leq 90^\circ$)	–	–	–	–
24	78 mm ($\gamma \leq 40^\circ$)	–	–	–	72 mm	
	104 mm ($40^\circ < \gamma \leq 60^\circ$)	–	–	–	–	
	120 mm ($60^\circ < \gamma \leq 90^\circ$)	–	–	–	–	

// = parallellt med fiberriktningen, \perp = vinkelrätt mot fiberriktningen.

Tabell 13.15 Minsta kant- och ändavstånd för skruvar när belastningen är i vinkel mot fiberriktningen.



Fästdonets diameter [mm]		Avstånd					
		mellan fästdon		till en belastad ände	till en obelastad ände	till kanten	
		a_{\perp}	$a_{//}$	$a_{//}$	$a_{//}$	a_{\perp}	
		$4 \cdot d$ (sned) $(4-5) \cdot d$ (vågrät)	bestäms av a_{\perp} i den vågräta delen	$\max\{7 \cdot d; 80\}$ (sned)	$4 \cdot d$	$3 \cdot d$	
Avstånd i den sneda delen	8	32 mm	–	80 mm	32 mm	24 mm	
	10	40 mm	–	80 mm	40 mm	30 mm	
	12	48 mm	–	84 mm	48 mm	36 mm	
	16	64 mm	–	112 mm	64 mm	48 mm	
	20	80 mm	–	140 mm	80 mm	60 mm	
	24	96 mm	–	168 mm	96 mm	72 mm	
Avstånd i den vågräta delen	8	26 mm ($\gamma \leq 40^\circ$)	–	–	–	24 mm	
		35 mm ($40^\circ < \gamma \leq 60^\circ$)	–	–	–	–	
		40 mm ($60^\circ < \gamma \leq 90^\circ$)	–	–	–	–	
	10	33 mm ($\gamma \leq 40^\circ$)	–	–	–	–	30 mm
		44 mm ($40^\circ < \gamma \leq 60^\circ$)	–	–	–	–	–
		50 mm ($60^\circ < \gamma \leq 90^\circ$)	–	–	–	–	–
	12	39 mm ($\gamma \leq 40^\circ$)	–	–	–	–	36 mm
		52 mm ($40^\circ < \gamma \leq 60^\circ$)	–	–	–	–	–
		60 mm ($60^\circ < \gamma \leq 90^\circ$)	–	–	–	–	–
	16	52 mm ($\gamma \leq 40^\circ$)	–	–	–	–	48 mm
		70 mm ($40^\circ < \gamma \leq 60^\circ$)	–	–	–	–	–
		80 mm ($60^\circ < \gamma \leq 90^\circ$)	–	–	–	–	–
20	65 mm ($\gamma \leq 40^\circ$)	–	–	–	–	60 mm	
	87 mm ($40^\circ < \gamma \leq 60^\circ$)	–	–	–	–	–	
	100 mm ($60^\circ < \gamma \leq 90^\circ$)	–	–	–	–	–	
24	78 mm ($\gamma \leq 40^\circ$)	–	–	–	–	72 mm	
	104 mm ($40^\circ < \gamma \leq 60^\circ$)	–	–	–	–	–	
	120 mm ($60^\circ < \gamma \leq 90^\circ$)	–	–	–	–	–	

// = parallellt med fiberriktningen, \perp = vinkelrätt mot fiberriktningen.

Tabell 13.16 Förband med flera dymlingar eller skruvar i rad: effektivt antal skruvar n_{ef} enligt SS-EN 1995-1-1, avsnitt 8.5.1.

Last // fibrerna	Last \perp fibrerna
$n_{ef//} = \min \left\{ \begin{array}{l} n_{//} \\ n_{//}^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_{//}}{13 \cdot d}} \end{array} \right.$	$n_{ef//} = n_{//}$
$n_{ef\perp} = n_{\perp}$	$n_{ef\perp} = n_{\perp}$
$n_{ef,tot} = n_{ef//} \cdot n_{\perp}$	$n_{ef,tot} = n_{//} \cdot n_{\perp}$

// = parallellt med fiberriktningen, \perp = vinkelrätt mot fiberriktningen.

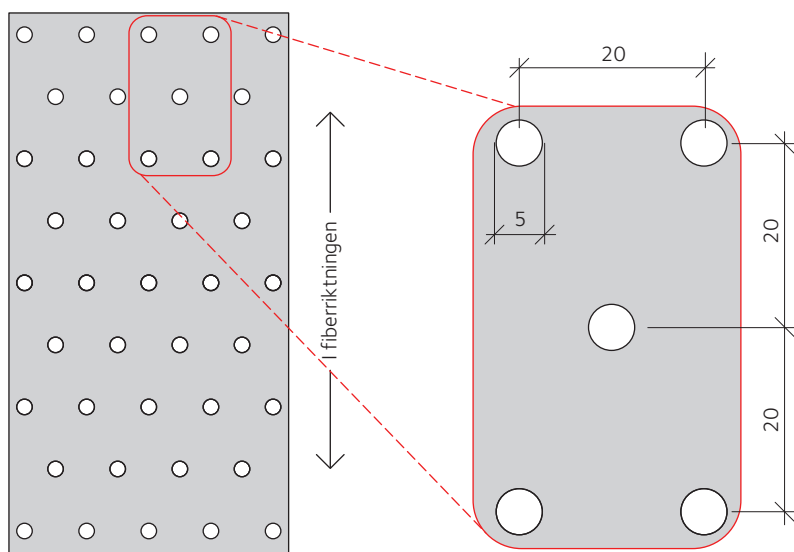
Tabell 13.17 Skruvförstärkning av förband med flera dymlingar eller skruvar i rad. Effektivt antal skruvar n_{ef} .

Effektivt antal dymlingar eller skruvar i lastens riktning	$n_{ef//} = n_{//}$
Förstärkningskruvarna ska dimensioneras för axialkraften:	$F_{ax} = 0,3 \cdot \frac{F}{n_{//} \cdot n_{tm}}$
	där: $n_{//}$ är antal fästdon (4 i ovanstående figur). n_{tm} är antal virkesdelar (2 i ovanstående figur).

Tabell 13.18 Brott förorsakad av blockskjuvning i ett stål mot trä-förband med flera dymlingar enligt SS-EN 1995-1-1, Annex A. Förenklingsrekommenderade av författarna till *Limträhandbok Del 3* har inkluderats. För att minska brottrisken bör inte flera än fem fästdon i rad användas parallellt med fiberriktningen.

Karakteristisk bärförmåga när brott sker längs omkretsen för fästdonens area	$F_{bs,Rk} = \max \begin{cases} 1,5 A_{net,t} f_{t,0,k} \\ 0,7 A_{net,v} f_{v,k} \end{cases}$
Dragbelastad nettoarea	$A_{net,t} = \sum_i a_{\perp,i} \cdot \sum_j t_j$
Skjuvbelastad nettoarea	$A_{net,v} = \sum_i a_{//,i} \cdot \sum_j t_j$
Karakteristisk draghållfasthet // fibrerna	$f_{t,0,k}$
Karakteristisk skjuvhållfasthet	$f_{v,k}$

// = parallellt med fiberriktningen, ⊥ = vinkelrätt mot fiberriktningen.



Figur 13.4 Förband med spikningsplåtar. Spikningsplåt av stål avsedd att användas med ankarspik vars nominella diameter $d = 4$ mm. Plåttjockleken t_s varierar vanligen 2 – 6 mm.

Tabell 13.19 Förband med spikningsplåt. Stålblåtens tjocklek varierar 2 – 6 mm. Ankarspikens diameter är $d = 4$ mm, $f_{u,k} \geq 600$ MPa. Virkesdelar: Limträ i hållfasthetsklass GL30c. Repeffekten har inte beaktats. Motsvarande dimensioneringsvärden fås, om man multiplicerar de karakteristiska värdena med (k_{mod}/γ_M) , där $\gamma_M = 1,3$.

		$R_k = \begin{cases} 1,15 \cdot \sqrt{2} \cdot \sqrt{M_{y,k} \cdot f_{h,k} \cdot d} & \text{om } t_s \leq \frac{d}{2} \\ 1,15 \cdot 2 \cdot \sqrt{M_{y,k} \cdot f_{h,k} \cdot d} & \text{om } t_s \geq d \end{cases}$	
		$t_{pen,req} \geq 1,15 \cdot (\sqrt{2} + 2) \cdot \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,k} \cdot d}} \quad \text{om } t_s \leq \frac{d}{2}$	
		$t_{pen,req} \geq 1,15 \cdot 4 \cdot \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,k} \cdot d}} \quad \text{om } t_s \geq d$	
Plåttjocklek t_s	Minsta inträngning $t_{pen,req}$	Rekommenderad spiklängd l_n	Bärförmåga R_k ¹⁾
2 mm	35 mm	40 – 50 mm	1,22 kN
2,5 mm	36 mm	40 – 50 mm	1,34 kN
3 mm	38 mm	50 mm	1,47 kN
4 – 6 mm	41 mm	50 – 60 mm	1,72 kN

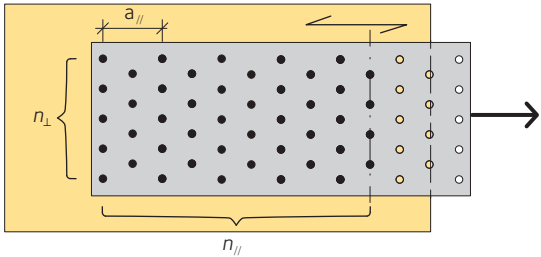
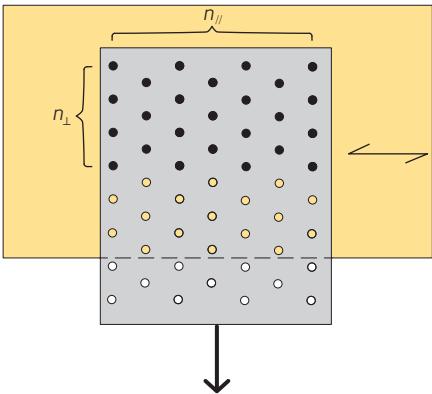
¹⁾ Om $t_{pen} < t_{pen,req}$ kan bärförmågan beräknas enligt: $R_{k,red} = R_k \cdot t_{pen} / t_{pen,req}$.

Tabell 13.20 Förband gjort med spikningsplåt; bärförmåga mot blockskjuvning. Stålblåtens tjocklek varierar 2 – 6 mm. Ankarspikens diameter är $d = 4$ mm, $f_{u,k} \geq 600$ MPa. Virkesdelar: Limträ i hållfasthetsklass GL30c. Motsvarande dimensioneringsvärden fås, om man multiplicerar de karakteristiska värdena med (k_{mod}/γ) , där $\gamma = 1,3$. Beräkning enligt SS-EN 1995-1-1, Annex A. Förenklingar rekommenderade av författarna till *Limträhandbok Del 3* har inkluderats.

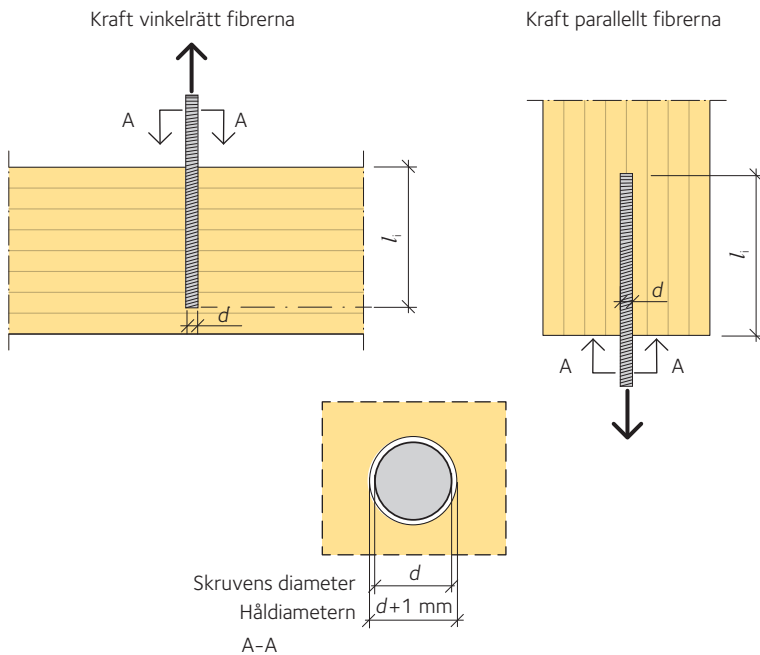
			$R_{plug,k} = \max \left\{ \begin{array}{l} 1,5 \cdot b_{plug} \cdot t_{plug} \cdot f_{t,0,k} \\ 0,7 \cdot (2 \cdot h_{plug} \cdot t_{plug} + h_{plug} \cdot b_{plug}) \cdot f_{v,k} \end{array} \right.$	
			$f_{t,0,k} = 20 \text{ MPa}$	
			$f_v = 3,5 \text{ MPa}$	
Plåttjocklek t_s	Spiklängd l_n	Blockets tjocklek t_{plug}	Bärförmåga $R_{plug,k}$ ¹⁾	
			$\frac{h_{plug}}{b_{plug}} \leq 4,1$	$\frac{h_{plug}}{b_{plug}} > 4,1$
2 mm	40 – 50 mm	17 mm	$510 \cdot b_{plug}$ ¹⁾	$83 \cdot h_{plug} + 2,4 \cdot b_{plug} \cdot h_{plug}$ ¹⁾
2,5 mm	40 – 50 mm	18 mm	$540 \cdot b_{plug}$ ¹⁾	$88 \cdot h_{plug} + 2,4 \cdot b_{plug} \cdot h_{plug}$ ¹⁾
3 mm	50 mm	19 mm	$570 \cdot b_{plug}$ ¹⁾	$93 \cdot h_{plug} + 2,4 \cdot b_{plug} \cdot h_{plug}$ ¹⁾
4 – 6 mm	50 – 60 mm	20 mm	$600 \cdot b_{plug}$ ¹⁾	$98 \cdot h_{plug} + 2,4 \cdot b_{plug} \cdot h_{plug}$ ¹⁾

¹⁾ b_{plug} och h_{plug} i [mm]. $R_{plug,k}$ i [N].

Tabell 13.21 Förband med flera spikar i rad utan förborring. Effektivt antal spikar n_{efr} enligt SS-EN 1995-1-1, avsnitt 8.3.1.

Last // fibrerna		Last \perp fibrerna								
										
$n_{ef//} = n_{//} \cdot k_{ef}$	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Avstånd</th> <th>k_{ef}</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$a_{//} \geq 14 \cdot d$</td> <td>1,0</td> </tr> <tr> <td>$a_{//} \geq 10 \cdot d$</td> <td>0,85</td> </tr> <tr> <td>$a_{//} \geq 7 \cdot d$</td> <td>0,7</td> </tr> </tbody> </table>	Avstånd	k_{ef}	$a_{//} \geq 14 \cdot d$	1,0	$a_{//} \geq 10 \cdot d$	0,85	$a_{//} \geq 7 \cdot d$	0,7	$n_{ef//} = n_{//}$
	Avstånd	k_{ef}								
	$a_{//} \geq 14 \cdot d$	1,0								
	$a_{//} \geq 10 \cdot d$	0,85								
$a_{//} \geq 7 \cdot d$	0,7									
Linjär interpolation av k_{ef} kan användas för mellanliggande avstånd.										
$n_{ef\perp} = n_{\perp}$	$n_{ef\perp} = n_{\perp}$									
$n_{ef,tot} = n_{ef//} \cdot n_{\perp}$	$n_{ef,tot} = n_{//} \cdot n_{\perp}$									

// = parallellt med fiberriktningen, \perp = vinkelrätt mot fiberriktningen.

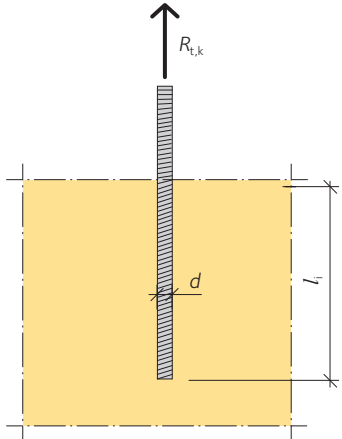


Figur 13.5 Förband med inlimmade skruvar. Förband med inlimmade skruvar vinkelrätt mot (till vänster) och parallellt med (till höger) fiberriktningen. Skruvens nominella diameter är vanligtvis $d = 10 - 20$ mm. Stålsorten är vanligtvis 4.8 – 8.8. Det borrade hålets diameter är 1 mm större än skruvens nominella diameter. Allmänt använda lim är PUR, polyuretan, och EPX, epoxy.

Tabell 13.22 Rekommenderade skruv- och kantavstånd.

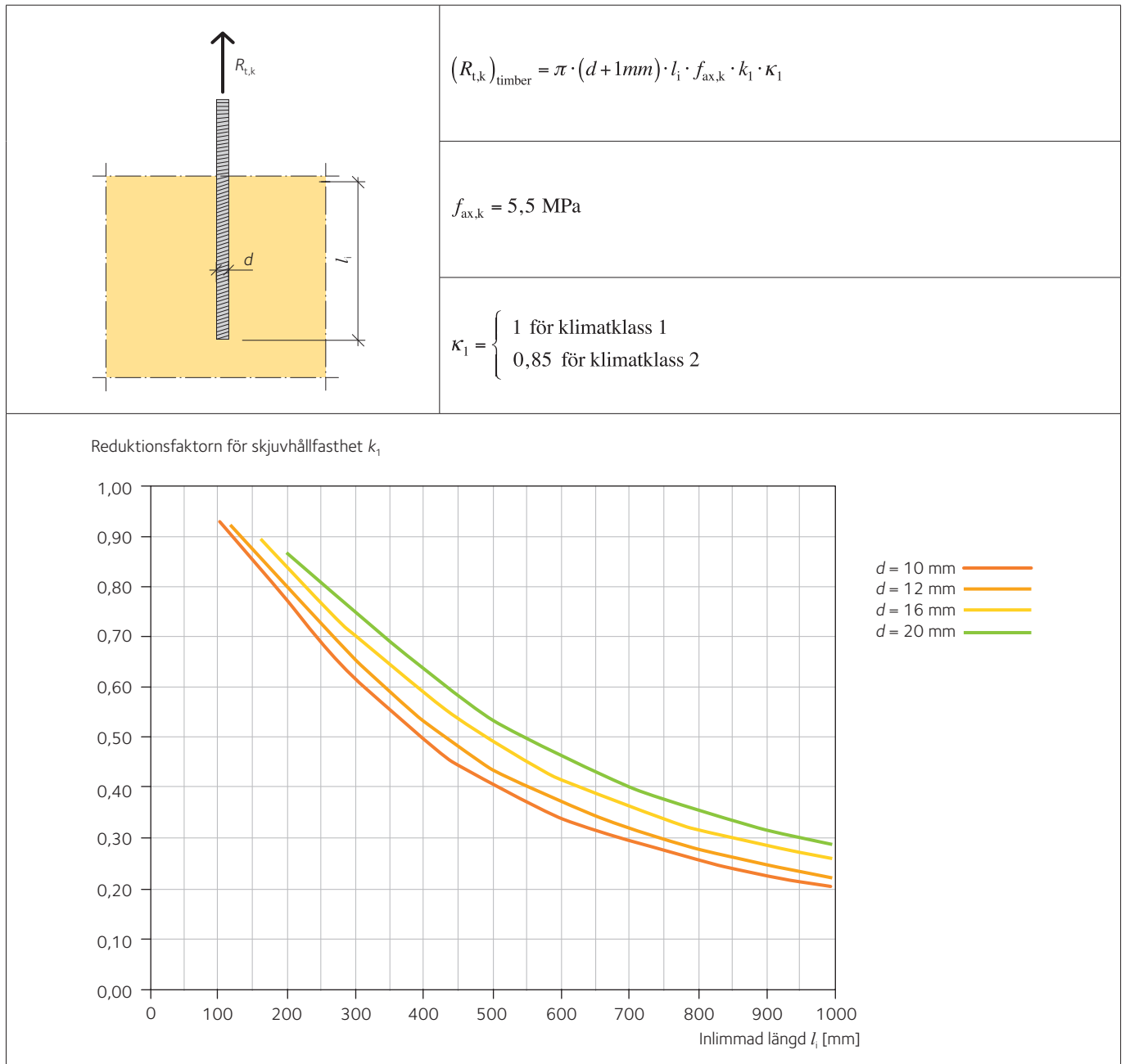
Skruv	Rekommenderade skruvavstånd $a_1 (= 4 \cdot d)$	Rekommenderade kantavstånd $a_2 (= 2,5 \cdot d)$
M10	40 mm	25 mm
M12	48 mm	30 mm
M16	64 mm	40 mm
M20	80 mm	50 mm

Tabell 13.23 Förband med inlimmade skruvar; bärförmåga enligt det svenska typgodkännandet 1396/78, utfärdat av SP, Sveriges Tekniska Forskningsinstitut, gäller i klimatklass 1. För alla skruvar är den inlimmade längden 350 mm. Den inlimmade skruvens nominella diameter d varierar 10 – 20 mm. Virkesdelar: Limträ i hållfasthetsklass GL30c. Motsvarande dimensioneringsvärden för skruvens bärförmåga vid dragning $(R_{t,d})_{rod}$ fås, om man multiplicerar de karakteristiska värdena med $(1/1,2)$. Motsvarande dimensioneringsvärden för utdragning av skruv $(R_{t,d})_{timber}$ fås, om man multiplicerar de karakteristiska värdena med (k_{mod}/γ_M) , där $\gamma_M = 1,3$. Inlimmade skruvar för inte användas i klimatklass 3.

	$(R_{t,k})_{rod} = 0,6 \cdot f_{ub} \cdot A_s$		
	$(R_{t,k})_{timber} = \pi \cdot (d + 1mm) \cdot l_i \cdot f_{ax,k} \cdot k_1 \cdot \kappa_1$		
	$f_{ax,k} = 5,5 \text{ MPa}$		
	$\kappa_1 = \begin{cases} 1 & \text{för klimatklass 1} \\ 0,85 & \text{för klimatklass 2} \end{cases} \quad k_1 = \begin{cases} 0,55 & \text{för M10} \\ 0,59 & \text{för M12} \\ 0,64 & \text{för M16} \\ 0,69 & \text{för M20} \end{cases}$		
Stålsort	Skruv	Skruvens bärförmåga vid dragning $(R_{t,k})_{rod}$	Bärförmåga vid utdragning ¹⁾ $(R_{t,k})_{timber}$
4.8	M10	13,9 kN	36,8 kN
	M12	20,2 kN	46,3 kN
	M16	37,7 kN	66,3 kN
	M20	58,8 kN	87,3 kN
5.8	M10	17,4 kN	36,8 kN
	M12	25,3 kN	46,3 kN
	M16	47,1 kN	66,3 kN
	M20	73,5 kN	87,3 kN
8.8	M10	27,8 kN	36,8 kN
	M12	40,5 kN	46,3 kN
	M16	75,4 kN	66,3 kN
	M20	117,6 kN	87,3 kN

¹⁾ Gäller i klimatklass 1. I klimatklass 2 multipliceras $(R_{t,d})_{timber}$ med faktorn $\kappa_1 = 0,85$.

Tabell 13.24 Reduktionsfaktorn för skjuvhållfasthet k_1 som funktion av den inlimmade längden l_i . Virkesdelar: Limträ i hållfasthetsklass GL30c. Inlimmade skruvar får inte användas i klimatklass 3.



14 Stabilisering av pelare

Tabell 14.1 Stabiliseringskrafter i ett pelarsystem med en oändligt styv stagande konstruktion.

Stabiliseringskrafter $F_{br} = 0,01 \cdot P_d$

Tabell 14.2 Stabiliseringskrafter i ett pelarsystem stabiliserat med korslagda ståldiagonaler.

Stabiliseringskrafter $F_{br} = 0,01 \cdot P_d$
Erforderlig styvhet för de korslagda diagonalerna $k_{br} = \frac{E_s \cdot A_{br} \cdot \cos^3 \alpha}{a} \geq 2 \cdot \left(\frac{n \cdot P_d}{l} \right)$

15 Stabilisering av balkar

Tabell 15.1 Beräkningsmässiga tryckkrafter i fritt upplagda balkar och fackverk som förorsakas av böjmoment av nedåtriktade laster och avvikelser från vertikallinjen.

Horisontalprojektion (initialavvikelse illustrerad)		Vertikalprojektion		
<p>Diagram showing horizontal projection of a beam with initial deflection e. Horizontal forces are labeled $0,5 \cdot N_d$ and N_d. A truss structure labeled "Stagande konstruktion" is shown below with length L.</p>		<p>Diagram showing vertical projection of a beam and truss. The beam is labeled "Balk" and the truss is labeled "Fackverk". Both are under a distributed load q_d and have height H. Horizontal forces N_d and a moment M_d are shown.</p>		
Böjmoment	Beräkningsmässig tryckkraft N_d		Horisontalavvikelse	
	Balk	Fackverk	Initial	Slutlig
$M_d = \frac{q_d \cdot L^2}{8}$	$N_d = \frac{3 \cdot M_d}{2 \cdot H}$	$N_d = \frac{M_d}{H}$	$e_{\text{init}} \leq \frac{L}{500}$	$e_{\text{fin}} \leq \frac{L}{250}$

Tabell 15.2 Beräkningsmässiga stjälpande horisontalkrafter i fritt upplagda balkar och fackverk. Krafterna ska tas upp av stagningsystemet.

Horisontalprojektion (initialavvikelse illustrerad)	Beräkningsmässiga stjälpande horisontalkrafter
Beräkningsmässig stjälpande horisontalkraft q_h	
Balk	Fackverk
$q_h = \frac{M_d}{20 \cdot L \cdot H}$	$q_h = \frac{M_d}{30 \cdot L \cdot H}$

Tabell 15.3 Exempel på en konstruktion där beräkningsmässiga stjälpande horisontalkrafter och vindlaster verkar samtidigt. Normalt kontrolleras två lastkombinationer: 1) Snölast som huvudlast (ger den största stjälpande horisontalkraften) och 2) Vindlast som huvudlast (ger den minsta stjälpande horisontalkraften).

		<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="background-color: #f4a460;">Beräkningsmässig stjälpande horisontalkraft N_d</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Balk</td> <td>$N_d = \frac{3 \cdot M_d}{2 \cdot H}$</td> </tr> <tr> <td>Fackverk</td> <td>$N_d = \frac{M_d}{H}$</td> </tr> </tbody> </table>	Beräkningsmässig stjälpande horisontalkraft N_d		Balk	$N_d = \frac{3 \cdot M_d}{2 \cdot H}$	Fackverk	$N_d = \frac{M_d}{H}$
Beräkningsmässig stjälpande horisontalkraft N_d								
Balk	$N_d = \frac{3 \cdot M_d}{2 \cdot H}$							
Fackverk	$N_d = \frac{M_d}{H}$							
Stjälpande last		Beräkningsmässiga krafter som ska upptas av stagningssystemet						
Balk	Fackverk	$Q_d = (w + \sum q_h) \cdot a$						
$q_h = \frac{M_d}{20 \cdot L \cdot H}$	$q_h = \frac{M_d}{30 \cdot L \cdot H}$							

16 Dimensioneringsvärden för limträ

Tabell 16.1 Dimensionerande hållfasthets- och styvhetsvärden för kombinerat limträ i hållfasthetsklass GL30c för olika lastvaraktighetsklasser enligt SS-EN 14080 och EKS 10. Värdena gäller i klimatklasserna 1 och 2. I klimatklass 3 multipliceras hållfasthetsvärdena i tabellen med 0,78. I klimatklass 3 är styvhetsvärdena de samma som i klimatklasserna 1 och 2. Värdena givna i [MPa].

Egenskap	Den last i lastkombinationen som har kortast varaktighet				
	P (Permanent) till exempel egentyngd	L (Långtids) till exempel nyttig last i lagerlokal	M (Medellång) till exempel snölast	S (Korttids) till exempel vindlast	I (Momentan) till exempel olyckslast
Böjning // f_m	14,4	16,8	19,2	21,6	26,4
Dragning // $f_{t,0}$	9,4	10,9	12,5	14,0	17,2
Dragning \perp $f_{t,90}$	0,2	0,3	0,3	0,4	0,4
Tryck // $f_{c,0,g,k}$	11,8	13,7	15,7	17,6	21,6
Tryck \perp $f_{c,90}$ ¹⁾	2,5 (1,2)	2,5 (1,4)	2,5 (1,6)	2,5 (1,8)	2,5 (2,2)
Längsskjuvning f_v	1,7	2,0	2,2	2,5	3,1
Rullskjuvning f_r	0,6	0,7	0,8	0,9	1,1
E-modul // deformationsberäkning	13 000	13 000	13 000	13 000	13 000
E-modul // instabilitetsberäkning	10 800	10 800	10 800	10 800	10 800
E-modul // II ordningens beräkning	10 400	10 400	10 400	10 400	10 400
Skjuvmodul deformationsberäkning	650	650	650	650	650
Skjuvmodul instabilitetsberäkning	542	542	542	542	542

¹⁾ För $g_k/q_k > 0,4$ gäller värden inom parentes, se vidare i *Limträhandbok Del 2, avsnitt 4.1.4, sidan 58*.
// = parallellt med fiberriktningen, \perp = vinkelrätt mot fiberriktningen.

Tabell 16.2 Dimensionerande hållfasthets- och styvhetsvärden för homogent limträ i hållfasthetsklass GL30h för olika lastvaraktighetsklasser enligt SS-EN 14080 och EKS 10. Värdena gäller i klimatklasserna 1 och 2. I klimatklass 3 multipliceras hållfasthetsvärdena i tabellen med 0,78. I klimatklass 3 är styvhetsvärdena samma som i klimatklasserna 1 och 2. Värdena givna i [MPa].

Egenskap	Den last i lastkombinationen som har kortast varaktighet				
	P (Permanent) till exempel egentyngd	L (Långtids) till exempel nyttig last i lagerlokal	M (Medellång) till exempel snölast	S (Korttids) till exempel vindlast	I (Momentan) till exempel olyckslast
Böjning // f_m	14,4	16,8	19,2	21,6	26,4
Dragning // $f_{t,0}$	11,5	13,4	15,4	17,3	21,1
Dragning \perp $f_{t,90}$	0,2	0,3	0,3	0,4	0,4
Tryck // $f_{c,0,g,k}$	14,4	16,8	19,2	21,6	26,4
Tryck \perp $f_{c,90}$ ¹⁾	2,5 (1,2)	2,5 (1,4)	2,5 (1,6)	2,5 (1,8)	2,5 (2,2)
Längsskjuvning f_v	1,7	2,0	2,2	2,5	3,1
Rullskjuvning f_r	0,6	0,7	0,8	0,9	1,1
E-modul // deformationsberäkning	13 600	13 600	13 600	13 600	13 600
E-modul // instabilitetsberäkning	11 300	11 300	11 300	11 300	11 300
E-modul // II ordningens beräkning	10 880	10 880	10 880	10 880	10 880
Skjuvmodul deformationsberäkning	650	650	650	650	650
Skjuvmodul instabilitetsberäkning	542	542	542	542	542

¹⁾ För $g_k/q_k > 0,4$ gäller värden inom parentes, se vidare i *Limträhandbok Del 2, avsnitt 4.1.4, sidan 58*.
// = parallellt med fiberriktningen, \perp = vinkelrätt mot fiberriktningen.



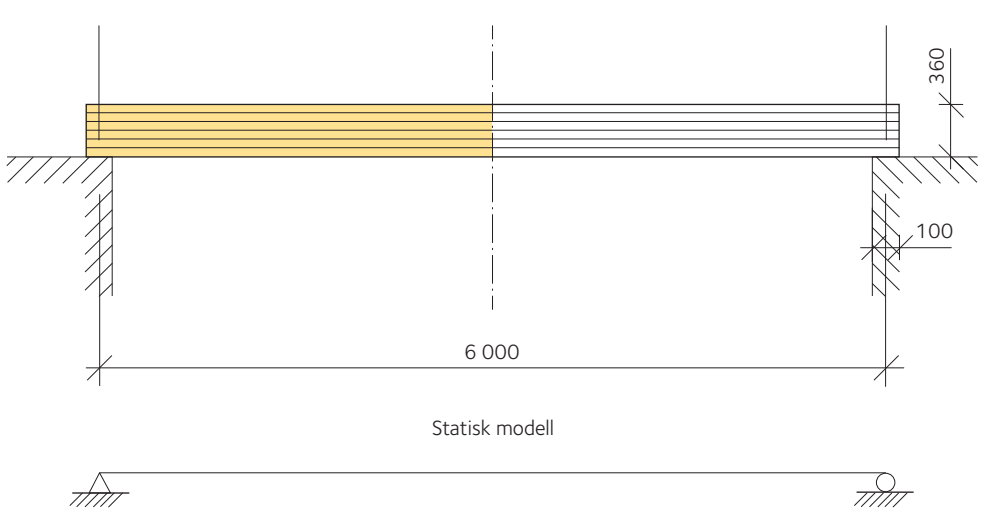
Dimensioneringsexempel

Exempel 1: Fritt upplagd balk

1.1 Konstruktion, mått och dimensioneringsunderlag

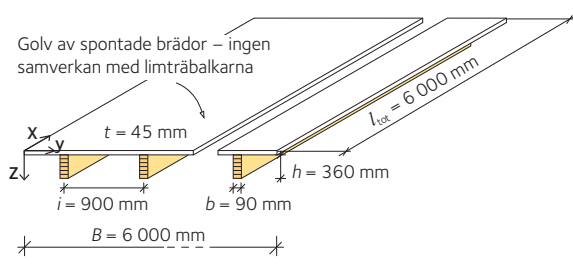
Dimensionera balken enligt nedan.

Fritt upplagd balk



Statisk modell

Bestäm tvärsnittets mått enligt den preliminära dimensioneringen beskriven i avsnitt 1.4, sidan 82.

Balken är av limträ, hållfasthetsklass	GL30c	 <p>Golv av spontade brädor – ingen samverkan med limträbalkarna</p>
Golvet består av spontade brädor, hållfasthetsklass	C24	
Säkerhetsklass 3	$\gamma_d = 1$	
Klimatklass 1		
Partialkoefficient för permanent last	$\gamma_g = 1,2$	
Partialkoefficient för variabel last	$\gamma_q = 1,5$	
Partialkoefficient för limträ	$\gamma_M = 1,25$	

1.2 Laster

Beakta följande laster vid dimensionering:

Limträbalkar

$$g_{k,1} = 0,2 \text{ kN/m}$$

Övrig permanent last

$$G_{k,2} = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{k,2} = G_{k,2} \cdot i = 0,5 \cdot 0,9 = 0,5 \text{ kN/m}$$

Variabel last

$$Q_k = 2 \text{ kN/m}^2$$

$$q_k = Q_k \cdot i = 2 \cdot 0,9 = 1,8 \text{ kN/m}$$

1.3 Lastkombinationer

Beakta två lastkombinationer (SS-EN 1990, avsnitt 6.4.3):

Kombination 1 (egentyngd, permanent last, $k_{\text{mod}} = 0,6$):

$$q_{\text{dI}} = \gamma_d \cdot [\gamma_g \cdot (g_{k,1} + g_{k,2})] = 1,0 \cdot 1,2 \cdot (0,2 + 0,5) = 0,8 \text{ kN/m}$$

Kombination 2 (egentyngd + variabel last, medellång last, $k_{\text{mod}} = 0,8$):

$$q_{\text{dII}} = \gamma_d \cdot [\gamma_g \cdot (g_{k,1} + g_{k,2}) + \gamma_q \cdot q_k] = 1,0 \cdot [1,2 \cdot (0,2 + 0,5) + 1,5 \cdot 1,8] = 3,5 \text{ kN/m}$$

Välj den kritiska kombinationen i brottgränstillstånd:

$$\frac{q_{\text{dI}}}{k_{\text{mod},1}} = \frac{0,8}{0,6} = 1,3 < \frac{q_{\text{dII}}}{k_{\text{mod},2}} = \frac{3,5}{0,8} = 4,4$$

Sålunda är kombination 2 dimensionerande.

1.4 Preliminär dimensionering

$$b = 90 \text{ mm}$$

$$h = \frac{l_{\text{tot}}}{17} = \frac{6 \cdot 10^3}{17} = 353 \text{ mm} \rightarrow h = 360 \text{ mm}$$

1.5 Beräkningar i brottgränstillstånd

a) Tryck vinkelrätt fibrerna

$$N_{\text{Ed}} = q_{\text{dII}} \cdot \frac{l_{\text{tot}}}{2} = 3,48 \cdot \frac{6}{2} = 10,44 \text{ kN}$$

$$\sigma_{\text{c},90,\text{d}} = \frac{N_{\text{Ed}}}{b \cdot l_{\text{support}}} = \frac{10,44 \cdot 10^3}{90 \cdot (100 + 30)} = 0,89 \text{ MPa}$$

Kontrollera villkoret för tryckspänning vinkelrätt mot fibrerna (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.3):

$$\frac{\sigma_{\text{c},90,\text{d}}}{f_{\text{c},90,\text{d}} \cdot k_{\text{c},90}} = \frac{0,89}{2,5 \cdot 1,75} = 0,20 < 1 \quad \text{OK}$$

b) Skjuvning

Beräkna dimensioneringsvärdet för skjuvspänningen τ_{d} utgående från tvärkraftens reducerade värde vid upplag, V_{red} , se tabell 8.5, sidan 22:

$$V_{\text{Ed}} = q_{\text{dII}} \cdot \frac{l_{\text{tot}}}{2} = 3,48 \cdot \frac{6}{2} = 10,44 \text{ kN}$$

$$V_{\text{red}} = \frac{2 \cdot V_{\text{Ed}}}{l_{\text{tot}}} \cdot \left(\frac{l_{\text{tot}}}{2} - \frac{b_{\text{support}}}{2} - h \right) = \frac{2 \cdot 10,44}{6} \cdot \left(\frac{6}{2} - \frac{0,1}{2} - 0,36 \right) = 9,01 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{3 \cdot V_{\text{red}}}{2 \cdot b \cdot h} = \frac{3 \cdot 9,01 \cdot 10^3}{2 \cdot 90 \cdot 360} = 0,42 \text{ MPa}$$

Kontrollera villkoret för skjuvspänning (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.13):

$$\frac{\tau}{f_{\text{v},\text{d}} \cdot k_{\text{cr}}} = \frac{0,42}{2,24 \cdot 0,86} = 0,22 < 1 \quad \text{OK}$$

c) Böjmoment

Vippling förhindras av golvet:

$$M_{\text{Ed}} = q_{\text{dII}} \cdot \frac{l_{\text{tot}}^2}{8} = 3,48 \cdot \frac{6^2}{8} = 15,66 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{\text{m},\text{d}} = \frac{6 \cdot M_{\text{Ed}}}{b \cdot h^2} = \frac{6 \cdot 15,66 \cdot 10^6}{90 \cdot 360^2} = 8,06 \text{ MPa}$$

Kontrollera villkoret för böjspänning (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.11):

$$\frac{\sigma_{\text{m},\text{d}}}{f_{\text{m},\text{d}} \cdot k_{\text{h}}} = \frac{8,06}{19,2 \cdot 1,05} = 0,4 < 1 \quad \text{OK}$$

1.6 Beräkningar i bruksgränstillstånd

a) Nedböjning

Beakta två lastkombinationer:

Kombination SLS 1 (permanenta laster):

$$q_{\text{sls},1} = (g_{k,1} + g_{k,2}) = 0,7 \text{ kN/m}$$

Kombination SLS 2 (variabla laster):

$$q_{\text{sls},2} = q_k = 1,8 \text{ kN/m}$$

Beräkna initialnedböjningen i mitten av spännvidden, se *Limträhandbok Del 2, avsnitt 6.2.6, sidan 90*, för jämnt fördelad last:

$$w_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{l_{\text{tot}}^4}{E_{0,\text{mean}} \cdot \frac{b \cdot h^3}{12}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{6000^4}{13000 \cdot \frac{90 \cdot 360^3}{12}} = 3,7 \text{ mm}$$

Nedböjning förorsakad av skjuvning beaktas inte.

Initialnedböjning förorsakad av permanent last:

$$w_{\text{inst,permanent}} = w_1 \cdot q_{\text{sls},1} = 3,7 \cdot 0,7 = 2,4 \text{ mm}$$

Initialnedböjning förorsakad av variabel last:

$$w_{\text{inst,variable}} = w_1 \cdot q_{\text{sls},2} = 3,7 \cdot 1,8 = 6,7 \text{ mm}$$

Kontrollera villkoret för initialnedböjning, se *tabell 11.4, sidan 51*:

$$w_{\text{inst,permanent}} + w_{\text{inst,variable}} = 9,1 \text{ mm} < \frac{l_{\text{tot}}}{500} = 12 \text{ mm} \quad \mathbf{OK}$$

Slutlig nedböjning förorsakad av permanent last:

$$w_{\text{final,perm}} = w_{\text{inst,permanent}} \cdot (1 + k_{\text{def}}) = 2,4 \cdot (1 + 0,6) = 3,9 \text{ mm}$$

Slutlig nedböjning förorsakad av variabel last:

$$w_{\text{final,variable}} = w_{\text{inst,variable}} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{\text{def}}) = 6,7 \cdot (1 + 0,3 \cdot 0,6) = 7,9 \text{ mm}$$

Total slutlig nedböjning:

$$w_{\text{final,tot}} = w_{\text{final,variable}} + w_{\text{final,perm}} = 7,9 + 3,9 = 11,7 \text{ mm}$$

Kontrollera villkoret för total slutlig nedböjning, se *tabell 11.4, sidan 51*:

$$w_{\text{final,tot}} = 11,7 \text{ mm} < \frac{l_{\text{tot}}}{300} = 20 \text{ mm} \quad \mathbf{OK}$$

b) Vibration

Golvets ekvivalenta böjstyvhets kring y-axeln:

$$EI_l = E_{0,\text{mean}} \cdot \frac{b \cdot h^3}{12} \cdot \frac{1}{i} = 13000 \cdot 10^6 \cdot \frac{0,09 \cdot 0,36^3}{12} \cdot \frac{1}{0,9} = 5054400 \text{ N} \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

Golvets ekvivalenta böjstyvhets kring x-axeln:

$$EI_b = E_{0,\text{mean, floor}} \cdot \frac{t^3}{12} = 11000 \cdot 10^6 \cdot \frac{0,045^3}{12} = 83531,25 \text{ N} \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

där t är golvbrädornas tjocklek.

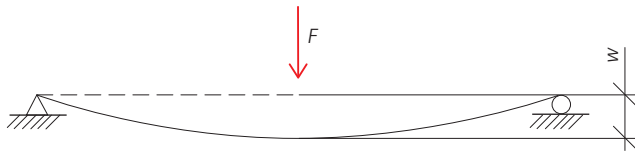
Massa per ytenhet:

$$m = 72 \text{ kg/m}^2$$

Egenfrekvens (SS-EN 1995-1-1, avsnitt 7.3):

$$f_1 = \frac{\pi}{2 \cdot l_{\text{tot}}^2} \cdot \sqrt{\frac{EI_l}{m}} = \frac{3,14}{2 \cdot 6^2} \cdot \sqrt{\frac{5054400}{72}} = 11,55 \text{ Hz}$$

Golvets första egenfrekvens är $f_1 > 8 \text{ Hz}$. Tillämpa beräkningsmetoden presenterad i SS-EN 1995-1-1, avsnitt 7.3.3.



Statisk nedböjning förorsakad av en punktlast i mitten av spännvidden:

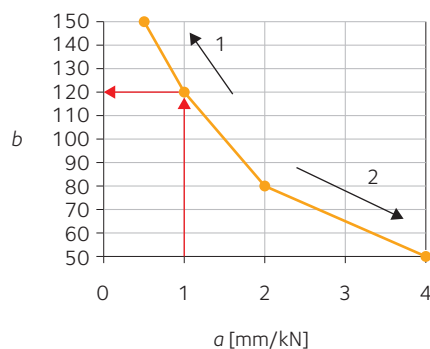
$$\frac{w}{F} = \frac{12 \cdot F \cdot 6000^3}{48 \cdot 13000 \cdot 90 \cdot 360^3} \cdot 10^3 = 0,989 \frac{\text{mm}}{\text{kN}}$$

Välj parametern a större än w/F men mindre än $1,5 \text{ mm/kN}$:

Välj $a = 1$

$$\frac{w}{F} = 0,989 < a = 1 < 1,5 \frac{\text{mm}}{\text{kN}}$$

Enligt SS-EN 1995-1-1, figur 7.2:



$$a = 1 \frac{\text{mm}}{\text{kN}} \rightarrow b = 120$$

Antalet första ordningens vibrationsmoder som har en egenfrekvens = 40 Hz:

$$n_{40} = \left[\left[\left(\frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right] \cdot \left(\frac{B}{l_{\text{tot}}} \right)^4 \cdot \frac{EI_l}{EI_B} \right]^{0,25} = \left[\left[\left(\frac{40}{11,55} \right)^2 - 1 \right] \cdot \left(\frac{6}{6} \right)^4 \cdot \frac{5,05 \cdot 10^6}{8,35 \cdot 10^4} \right]^{0,25} = 5,08$$

Impulshastighetsrespons:

$$v = \frac{4 \cdot (0,4 + 0,6 \cdot n_{40})}{m \cdot B \cdot l_{\text{tot}} + 200} = \frac{4 \cdot (0,4 + 0,6 \cdot 5,08)}{72 \cdot 6 \cdot 6 + 200} = 0,0049 \frac{N}{m \cdot s^2}$$

Kontrollera villkoret för vibrationer (SS-EN 1995-1-1, ekvation 7.4):

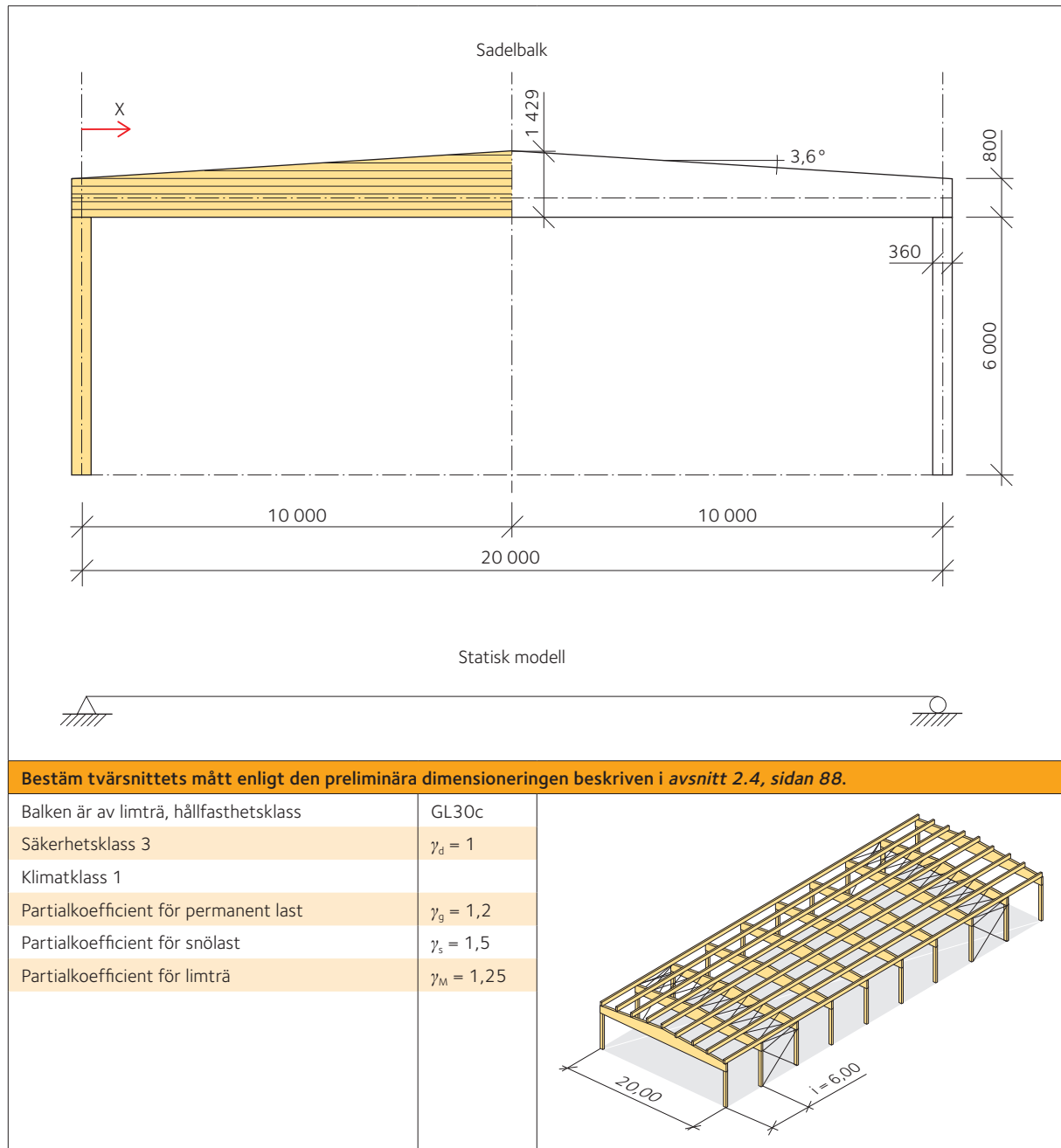
Relativ dämpning $\zeta = 0,01$

$$v = 0,0003 < b^{(f_i \zeta - 1)} = 120^{(11,55 \cdot 0,01 - 1)} = 0,014 \frac{N}{m \cdot s^2} \quad \mathbf{OK}$$

Exempel 2: Sadelbalk

2.1 Konstruktion, mått och dimensioneringsunderlag

Dimensionera sadelbalken enligt nedan.



2.2 Laster

Beakta följande laster vid dimensionering:

Limträbalkar

$$g_{k,1} = 1,1 \text{ kN/m}$$

Övrig permanent last

$$G_{k,2} = 0,6 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{k,2} = G_{k,2} \cdot i \cdot 1,1 = 0,6 \cdot 6 \cdot 1,1 = 4 \text{ kN/m}$$

Snölast

$$S_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$s_k = S_k \cdot i \cdot \mu \cdot 1,1 = 1,5 \cdot 6 \cdot 0,854 \cdot 1,1 = 8,46 \text{ kN/m}$$

Faktorn 1,1 i ekvationerna ovan beaktar att sekundärbalkarna är kontinuerliga över primärbalkarna.

2.3 Lastkombinationer

Beakta två lastkombinationer (SS-EN 1990, avsnitt 6.4.3 och SS-EN 1991-1-3, avsnitt 5.3.3):

Kombination 1 (egentyngd, permanent last, $k_{\text{mod}} = 0,6$):

$$q_{dI} = \gamma_d \cdot \left[\gamma_g \cdot (g_{k,1} + g_{k,2}) \right] = 1 \cdot 1,2 \cdot (1,1 + 4) = 6,1 \text{ kN/m}$$

Kombination 2 (egentyngd + snölast, medellång last, $k_{\text{mod}} = 0,8$):

$$q_{dII} = \gamma_d \cdot \left[\gamma_g \cdot (g_{k,1} + g_{k,2}) + \gamma_s \cdot s_k \right] = 1 \cdot \left[1,2 \cdot (1,1 + 4) + 1,5 \cdot 8,46 \right] = 18,8 \text{ kN/m}$$

Välj den kritiska kombinationen i brottgränstillståndet:

$$\frac{q_{dI}}{k_{\text{mod},1}} = \frac{6,1}{0,6} = 10,1 < \frac{q_{dII}}{k_{\text{mod},2}} = \frac{18,8}{0,8} = 22,5$$

Sålunda är kombination 2 dimensionerande.

2.4 Preliminär dimensionering

Utför preliminär dimensionering enligt rekommendationerna i *Limträhandbok Del 2, avsnitt 7.3.2, sidan 109*:

Balk:

$$b = \frac{l_{\text{tot}}}{110} = \frac{20 \cdot 10^3}{110} = 182 \text{ mm} \rightarrow b = 190 \text{ mm}$$

$$h_0 = \frac{l_{\text{tot}}}{4} \cdot \left(3 \cdot \sqrt{\frac{q_{dII}}{b \cdot 0,9 \cdot f_{m,d}}} - \tan(\alpha) \right) = \frac{20 \cdot 10^3}{4} \cdot \left(3 \cdot \sqrt{\frac{18,8}{190 \cdot 0,9 \cdot 19,2}} - \tan(3,6^\circ) \right) = 820,6 \text{ mm} \rightarrow h_0 = 800 \text{ mm}$$

$$h_{\text{apex}} = \frac{l_{\text{tot}}}{4} \cdot \left(3 \cdot \sqrt{\frac{q_{dII}}{b \cdot 0,9 \cdot f_{m,d}}} + \tan(\alpha) \right) = \frac{20 \cdot 10^3}{4} \cdot \left(3 \cdot \sqrt{\frac{18,8}{190 \cdot 0,9 \cdot 19,2}} + \tan(3,6^\circ) \right) = 1449,7 \text{ mm} \rightarrow h_{\text{apex}} = 1429 \text{ mm}$$

Pelare:

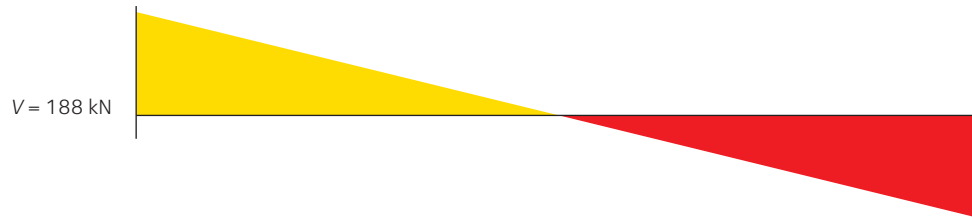
$$h_{\text{col,min}} = \frac{q_{dII} \cdot \frac{l_{\text{tot}}}{2}}{b \cdot k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} = \frac{18,8 \cdot \frac{20 \cdot 10^3}{2}}{190 \cdot 1,75 \cdot 1,6} = 353,4 \text{ mm} \rightarrow h_{\text{col}} = 360 \text{ mm}$$

Pelartvärsnittets längre mått bestäms utgående från balkens tryckhållfasthet vinkelrätt mot fibrerna.

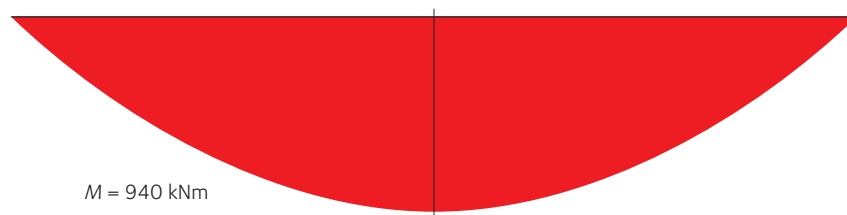
Knäckning behandlas i *exempel 6, sidan 117*.

2.5 Inre krafter och moment

Tvärkraft:



Böjmoment:



2.6 Beräkningar i brottgränstillstånd

a) Skjuvning

Beräkna dimensioneringsvärdet för skjuvspänningen τ_d utgående från tvärkraftens reducerade värde vid upplag, V_{red} , se tabell 8.5, sidan 22:

$$V_{red} = \frac{2 \cdot V_{Ed}}{l_{tot}} \cdot \left(\frac{l_{tot}}{2} - \frac{h_{col}}{2} - h_0 \right) = 169,6 \text{ kN}$$

$$\tau_d = \frac{3 \cdot V_{red}}{2 \cdot b \cdot h_0} = \frac{3 \cdot 169,6 \cdot 10^3}{2 \cdot 190 \cdot 800} = 1,67 \text{ MPa}$$

Kontrollera villkoret för skjuvspänning (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.13):

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d} \cdot k_{cr}} = \frac{1,67}{2,24 \cdot 0,86} = 0,87 < 1 \quad \text{OK}$$

b) Tryck vinkelrätt mot fibrerna vid upplag

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot (h_{col} + 30)} = \frac{188,02 \cdot 10^3}{190 \cdot (360 + 30)} = 2,54 \text{ MPa}$$

Kontrollera villkoret för tryckspänning vinkelrätt mot fibrerna (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.3):

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} = \frac{2,54}{1,75 \cdot 1,6} = 0,91 < 1 \quad \text{OK}$$

$f_{c,90,d}$ kan inte ersättas med $f_{c,90,k}$ eftersom $g_k/s_k = 0,60 > 0,4$, se tabell 8.11, sidan 25, 8.12, sidan 25 och 8.13, sidan 26.

c) Böjspänning i tvärsnittet med den största påkänningen

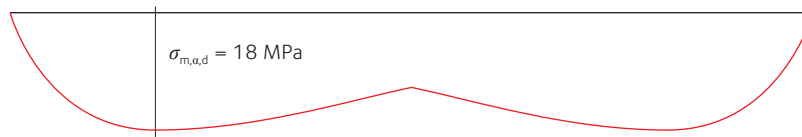
$$x_{\max} = \frac{l_{\text{tot}} \cdot h_0}{2 \cdot h_{\text{apex}}} = \frac{20 \cdot 10^3 \cdot 800}{2 \cdot 1429} = 5598,3 \text{ mm}$$

$$M_{x,\max} = \frac{q_{\text{dII}} \cdot x_{\max}}{2} \cdot (l_{\text{tot}} - x_{\max}) = \frac{18,8 \cdot 5,6}{2} \cdot \left(\frac{20 \cdot 10^3}{10^3} - 5,6 \right) = 758 \text{ kNm}$$

$$h_{x,\max} = h_0 + x_{\max} \cdot \tan(\alpha) = 800 + 5598,3 \cdot \tan(3,6^\circ) = 1152,2 \text{ mm}$$

$$\sigma_{m,\alpha,d} = \frac{6M_{x,\max}}{b \cdot h_{x,\max}^2} = \frac{6 \cdot 758 \cdot 10^6}{190 \cdot 1152,2^2} = 18 \text{ MPa}$$

Böjspänningsdiagram:



Reducera dimensioneringsvärdet för böjhållfasthet med faktorn $k_{m,\alpha}$, som beaktar samverkan av böjspänning, skjuvspänning och tryckspänning:

$$k_{m,\alpha} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m,d}}{1,5 \cdot f_{v,d}} \cdot \tan(\alpha) \right)^2 + \left[\frac{f_{m,d}}{f_{c,90,d}} \cdot (\tan(\alpha))^2 \right]^2}} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{19,2}{1,5 \cdot 2,24} \cdot \tan(3,6^\circ) \right)^2 + \left(\frac{19,2}{1,6} \cdot \tan(3,6^\circ) \right)^2}} = 0,94$$

Kontrollera villkoret för böjspänning (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.38):

$$\frac{\sigma_{m,\alpha,d}}{k_{m,\alpha} \cdot f_{m,d}} = \frac{18}{0,94 \cdot 19,2} = 0,997 < 1 \quad \text{OK}$$

d) Böjspänning vid nocken

$$\sigma_{m,d} = k_l \cdot \frac{6 \cdot M_{\max}}{b \cdot h_{\text{apex}}^2} = 1,11 \cdot \frac{6 \cdot 940 \cdot 10^6}{190 \cdot 1429^2} = 16,1 \text{ MPa}$$

Multiplicera böjspänningen vid nocken med faktorn k_l , som beaktar att neutralaxeln inte är i mitten av tvärsnittet (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.43):

$$k_l = 1 + 1,4 \cdot \tan(\alpha) + 5,4 \cdot (\tan(\alpha))^2 = 1 + 1,4 \cdot \tan(3,6^\circ) + 5,4 \cdot \tan(3,6^\circ)^2 = 1,11$$

Kontrollera villkoret för böjspänning (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.41):

$$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = \frac{16,1}{19,2} = 0,84 < 1 \quad \text{OK}$$

e) Dragspänning vinkelrätt mot fibrerna vid nocken

$$k_p = 0,2 \cdot \tan(\alpha) = 0,2 \cdot \tan(3,6^\circ) = 0,013$$

$$\sigma_{t,90,d} = k_p \cdot \frac{6 \cdot M_{\max}}{b \cdot h_{\text{apex}}^2} - 0,6 \cdot \frac{q_{\text{diff}}}{b} = 0,01 \cdot \frac{6 \cdot 940 \cdot 10^6}{190 \cdot 1429^2} - 0,6 \cdot \frac{18,8}{190} = 0,086 \text{ MPa}$$

$$Vol \cong b \cdot h_{\text{apex}}^2 = 0,19 \cdot 1,429^2 = 0,388 \text{ m}^3 \quad k_{\text{vol}} = \left(\frac{V_0}{Vol} \right)^{0,2} = \left(\frac{0,01}{0,388} \right)^{0,2} = 0,481$$

Kontrollera villkoret för dragspänning vinkelrätt mot fibrerna (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.50):

$$\frac{\sigma_{t,90,d}}{k_{\text{dis}} \cdot k_{\text{vol}} \cdot f_{t,90,d}} = \frac{0,086}{1,4 \cdot 0,48 \cdot 0,32} = 0,40 < 1 \quad \text{OK}$$

f) Vippningskontroll

Balken är stagad i sidled. Avståndet mellan stagpunkterna är 1,80 m. Anta att sadelbalkens höjd är konstant mellan två takåsar. Kontrollera vippning där böjmomentet har sitt maximivärde, $x = x_{\max}$:

$$\sigma_{m,\alpha,d} = \frac{6M_{x,\max}}{b \cdot h_{x,\max}^2} = \frac{6 \cdot 758 \cdot 10^6}{190 \cdot 1152,2^2} = 18 \text{ MPa}$$

Effektiv vippningslängd:

$$l_{0,z} = 1,80 \text{ m}$$

Kritisk böjspänning:

$$\sigma_{\text{cr},m} = \frac{\pi}{l_{0,z} \cdot W_y} \cdot \sqrt{E_{0,05} \cdot I_z \cdot G_{05} \cdot I_{\text{tor}}} = \frac{\pi}{1,8 \cdot 10^3 \cdot \frac{1152,2^2 \cdot 190}{6}} \cdot \sqrt{10800 \cdot \frac{1152,2 \cdot 190^3}{12} \cdot 542 \cdot \frac{190^3 \cdot 1152,2}{3}} = 132,3 \text{ MPa}$$

Relativt slankhetstal:

$$\lambda_{\text{rel},m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{\text{cr},m}}} = \sqrt{\frac{30}{132,3}} = 0,5$$

Reduktionsfaktor vid vippning:

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

Reduktionsfaktorn vid vippning är lika med 1. Sålunda behöver vippning inte ytterligare kontrolleras.

2.7 Beräkningar i bruksgränstillstånd

Beakta två lastkombinationer:

Kombination SLS 1 (permanent laster):

$$q_{\text{sls},1} = (g_{k,1} + g_{k,2}) = 5,1 \text{ kN/m}$$

Kombination SLS 2 (snölast):

$$q_{\text{sls},2} = s_k = 8,46 \text{ kN/m}$$

Välj den kritiska kombinationen i brottgränstillståndet:

$$h_e = h_0 + 0,33 \cdot l_{\text{tot}} \cdot \tan(\alpha) = 1215,2 \text{ mm}$$

$$w_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_1 l_{\text{tot}}^4}{E_{0,\text{mean}} \cdot \frac{b \cdot h_e^3}{12}} + 0,35 \cdot \frac{q_1 l_{\text{tot}}^2}{G_{\text{mean}} \cdot b \cdot (h_{\text{apex}} + h_0)} = \frac{5}{384} \cdot \frac{1 \cdot 20000^4}{13000 \cdot \frac{190 \cdot 1215,2^3}{12}} + 0,35 \cdot \frac{1 \cdot 20000^2}{650 \cdot 190 \cdot (1429 + 800)} = 6,15 \text{ mm}$$

där nedböjningen förorsakad av tvärkraft är:

$$w_{\text{shear}} = 0,35 \cdot \frac{l_{\text{tot}}^2}{G_{\text{mean}} \cdot b \cdot (h_{\text{apex}} + h_0)} = 0,51 \quad \frac{w_{\text{shear}}}{w_1} = 8,3\%$$

nedböjningen förorsakad av böjmoment är:

$$w_{\text{bending}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{l_{\text{tot}}^4}{E_{0,\text{mean}} \cdot \frac{b \cdot h_e^3}{12}} = 5,64 \quad \frac{w_{\text{bending}}}{w_1} = 91,7\%$$

Initialnedböjning förorsakad av permanent last:

$$w_{\text{inst,permanent}} = w_1 \cdot q_{\text{sls},1} = 6,1 \cdot 5,1 = 31,1 \text{ mm}$$

Initialnedböjning förorsakad av snölast:

$$w_{\text{inst,snow}} = w_1 \cdot q_{\text{sls},2} = 6,1 \cdot 8,46 = 52,0 \text{ mm}$$

Kontrollera villkoret för initialnedböjning, se tabell 11.4, sidan 51:

$$w_{\text{inst,permanent}} + w_{\text{inst,snow}} = 83,1 \text{ mm} > \frac{l_{\text{tot}}}{300} = 67 \text{ mm} \quad \mathbf{EJ OK}$$

Slutlig nedböjning förorsakad av permanent last:

$$w_{\text{final,perm}} = w_{\text{inst,permanent}} \cdot (1 + k_{\text{def}}) = 31,1 \cdot (1 + 0,6) = 49,8 \text{ mm}$$

Slutlig nedböjning förorsakad av snölast:

$$w_{\text{final,snow}} = w_{\text{inst,snow}} \cdot (1 + \psi_{2,\text{snow}} \cdot k_{\text{def}}) = 52,0 \cdot (1 + 0,1 \cdot 0,6) = 55,1 \text{ mm}$$

Total slutlig nedböjning:

$$w_{\text{final,tot}} = w_{\text{final,snow}} + w_{\text{final,perm}} = 55,1 + 49,8 = 104,9 \text{ mm}$$

Kontrollera villkoret för total slutlig nedböjning, se tabell 11.4, sidan 51:

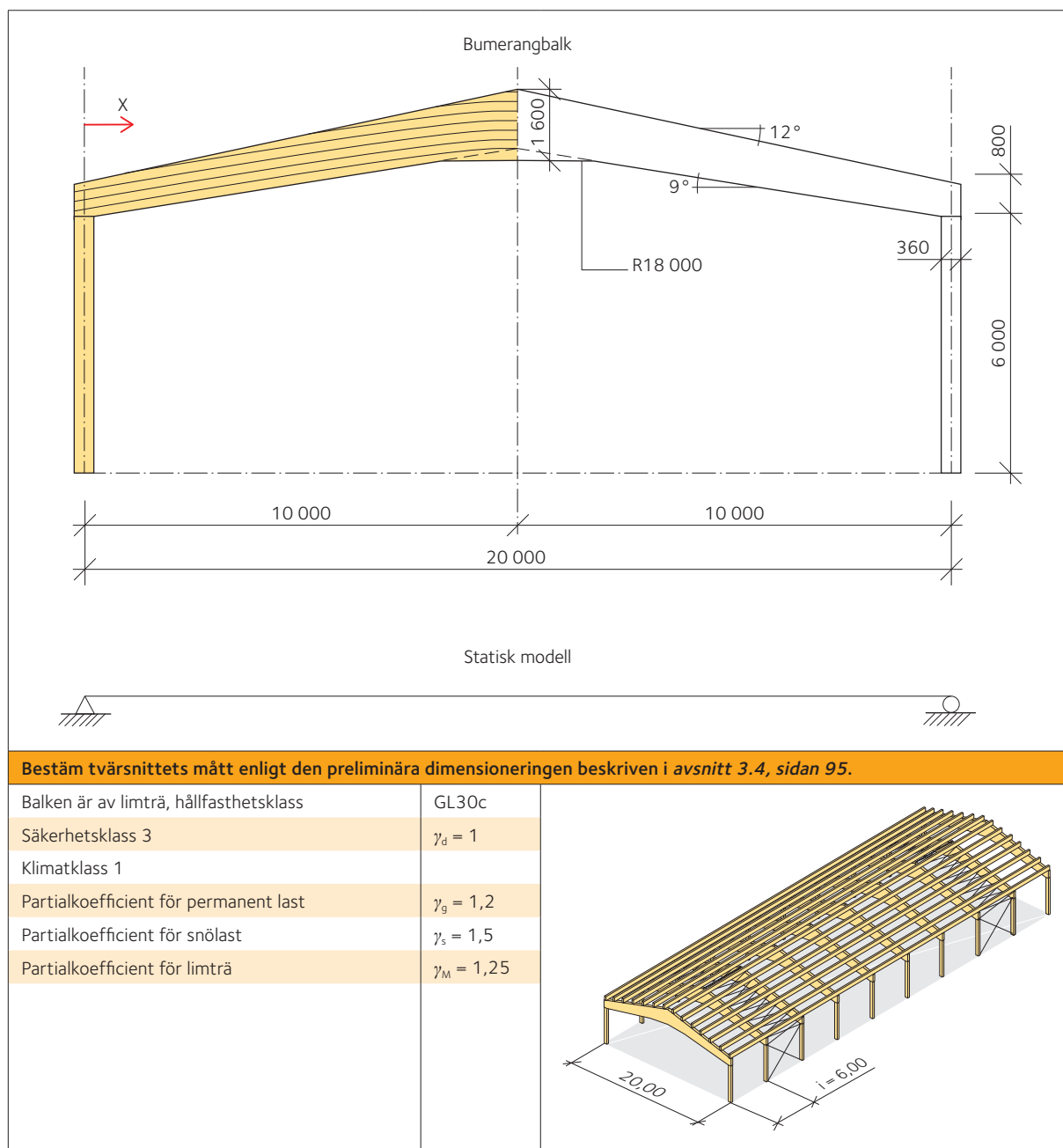
$$w_{\text{final,tot}} = 104,9 \text{ mm} > \frac{l_{\text{tot}}}{250} = 80 \text{ mm} \quad \mathbf{EJ OK}$$

Villkoret för initialnedböjning och total slutlig nedböjning uppfylls inte. Därför bör tvärsnittets höjd ökas med en eller två lameller. Det är också möjligt att tillämpa överhöjning.

Exempel 3: Bumerangbalk

3.1 Konstruktion, mått och dimensioneringsunderlag

Dimensionera bumerangbalken enligt nedan.



3.2 Laster

Beakta följande laster vid dimensionering:

Limträbalkar

$$g_{k,1} = 1,2 \text{ kN/m}$$

Övrig permanent last

$$G_{k,2} = 0,60 \text{ kN/m}^2 \quad g_{k,2} = G_{k,2} \cdot i \cdot 1,1 = 0,60 \cdot 6 \cdot 1,1 = 4 \text{ kN/m}$$

Snölast

$$S_k = 1,5 \text{ kN/m}^2 \quad s_k = S_k \cdot i \cdot \mu \cdot 1,1 = 1,5 \cdot 6 \cdot 0,98 \cdot 1,1 = 9,7 \text{ kN/m}$$

Faktorn 1,1 i ekvationerna ovan beaktar att sekundärbalkarna är kontinuerliga över primärbalkarna.

3.3 Lastkombinationer

Beakta två lastkombinationer (SS-EN 1990, avsnitt 6.4.3 och SS-EN 1991-1-3, avsnitt 5.3.3):

Kombination 1 (egentygd, permanent last, $k_{\text{mod}} = 0,6$):

$$q_{\text{dl}} = \gamma_d \cdot [\gamma_g \cdot (g_{k,1} + g_{k,2})] = 1 \cdot 1,2(1,2 + 4) = 6,2 \text{ kN/m}$$

Kombination 2 (egentygd + snölast, medellång last, $k_{\text{mod}} = 0,8$):

$$q_{\text{dII}} = \gamma_d \cdot [\gamma_g \cdot (g_{k,1} + g_{k,2}) + \gamma_s \cdot s_k] = 1 \cdot [1,2 \cdot (1,2 + 4) + 1,5 \cdot 9,7] = 20,8 \text{ kN/m}$$

Välj den kritiska kombinationen i brottgränstillståndet:

$$\frac{q_{\text{dl}}}{k_{\text{mod},1}} = \frac{6,2}{0,6} = 10,3 < \frac{q_{\text{dII}}}{k_{\text{mod},2}} = \frac{20,8}{0,8} = 26,0$$

Sålunda är kombination 2 dimensionerande.

3.4 Preliminär dimensionering

Balk:

$$r \geq 10 \text{ m} \quad \rightarrow \quad r = 18 \text{ m}$$

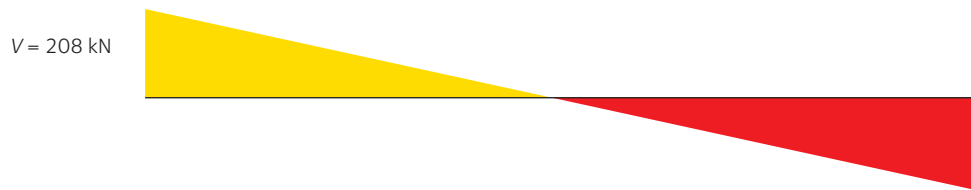
$$b = \frac{l_{\text{tot}}}{100} = \frac{20 \cdot 10^3}{100} = 200 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad b = 215 \text{ mm}$$

$$h_{\text{apex}} = \frac{l_{\text{tot}}}{13} = \frac{20 \cdot 10^3}{13} = 1538 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad h_{\text{apex}} = 1600 \text{ mm}$$

$$h_0 = \frac{l_{\text{tot}}}{30} = \frac{20 \cdot 10^3}{30} = 667 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad h_0 = 800 \text{ mm}$$

3.5 Inre krafter och moment

Tvärkraft:



Böjmoment:



3.6 Beräkningar i brottgränstillstånd

a) Skjuvning

Beräkna dimensioneringsvärdet för skjuvspänningen τ_d utgående från tvärkraftens reducerade värde vid upplag, V_{red} , se tabell 8.5, sidan 22:

$$V_{\text{red}} = \frac{2 \cdot V_{\text{Ed}}}{l_{\text{tot}}} \cdot \left(\frac{l_{\text{tot}}}{2} - \frac{h_{\text{col}}}{2} - h_0 \right) = \frac{2 \cdot 208}{20 \cdot 10^3} \cdot \left(\frac{20 \cdot 10^3}{2} - \frac{360}{2} - 800 \right) = 188 \text{ kN}$$

$$\tau_d = \frac{3 \cdot V_{\text{red}}}{2 \cdot b \cdot h_0} = \frac{3 \cdot 188 \cdot 10^3}{2 \cdot 215 \cdot 800} = 1,64 \text{ MPa}$$

Kontrollera villkoret för skjuvspänning (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.13):

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d} \cdot k_{cr}} = \frac{1,64}{2,24 \cdot 0,86} = 0,85 < 1 \quad \text{OK}$$

b) Tryck i en vinkel β mot fibrerna vid upplag

I detta exempel studerar vi upplag på en 360 mm pelare:

$$\beta = 90^\circ - \alpha_{\text{int}} = 90^\circ - 9^\circ = 81^\circ$$

Tryckspänningen vid upplaget är:

$$\sigma_{c,\beta,d} = \frac{q_{\text{dII}} \cdot l_{\text{tot}}}{2 \cdot b_{\text{col}} \cdot (h_{\text{col}} + 30 \cdot \cos(9^\circ))} = \frac{20,8 \cdot 20 \cdot 10^3}{2 \cdot 215 \cdot (360 + 30 \cdot \cos(9^\circ))} = 2,48 \text{ MPa}$$

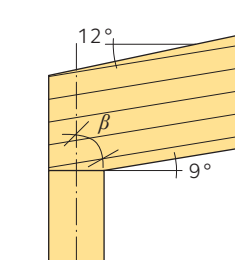
Tryckhållfasthet i en vinkel β mot fibrerna:

$$f_{c,\beta,d} = \frac{f_{c,0,d}}{(k_{c,90} \cdot f_{c,90,k}) \cdot (\sin(\beta))^2 + (\cos(\beta))^2} = \frac{15,68}{1,75 \cdot 1,6 \cdot \sin(81^\circ)^2 + \cos(81^\circ)^2} = 2,86 \text{ MPa}$$

$f_{c,90,d}$ kan inte ersättas med $f_{c,90,k}$ eftersom $g_k/s_k = 0,54 > 0,4$, se tabell 8.11, sidan 25, 8.12, sidan 25 och 8.13, sidan 26.

Kontrollera villkoret för tryckspänning i en vinkel β mot fibrerna (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.16):

$$\frac{\sigma_{c,\beta,d}}{f_{c,\beta,d}} = \frac{2,48}{2,86} = 0,87 < 1 \quad \text{OK}$$



c) Böjspänning i tvärsnittet med den största påkänningen

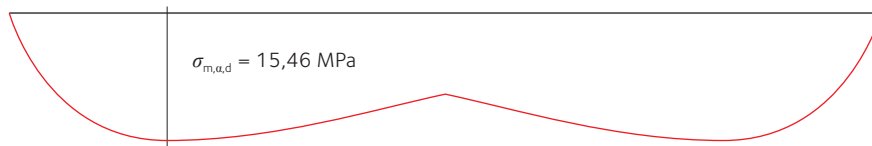
$$x_{\max} = \frac{l_{\text{tot}} \cdot h_0}{2 \cdot h_{\text{apex}}} = \frac{20 \cdot 10^3 \cdot 800}{2 \cdot 1600} = 5000 \text{ mm}$$

$$M_{x,\max} = \frac{q_{\text{dII}} \cdot x_{\max}}{2} \cdot (l_{\text{tot}} - x_{\max}) = \frac{20,8 \cdot 5}{2} \cdot (20 - 5) = 780 \text{ kNm}$$

$$h_{x,\max} = 848 + \left(x_{\max} - \frac{h_{\text{col}}}{2} \right) \cdot (\tan(\alpha_{\text{ext}}) - \tan(\alpha_{\text{int}})) \cdot \cos(\alpha_{\text{int}}) = 848 + \left(5000 - \frac{360}{2} \right) \cdot (\tan(12^\circ) - \tan(9^\circ)) \cdot \cos(9^\circ) = 1105,9 \text{ mm}$$

$$\sigma_{m,\alpha,d} = \frac{6 M_{x,\max}}{b \cdot h_{x,\max}^2} = \frac{6 \cdot 780 \cdot 10^6}{215 \cdot 1105,9^2} = 17,8 \text{ MPa}$$

Böjspänningsdiagram:



Förminska böjhållfastheten med faktor $k_{m,\alpha}$, som beaktar samtidig verkan av böjspänning, skjuvspänning och tryckspänning:

$$k_{m,\alpha} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m,d}}{1,5 \cdot f_{v,d}} \cdot \tan(\Delta_\alpha) \right)^2 + \left[\frac{f_{m,d}}{f_{c,90,d}} \cdot (\tan(\Delta_\alpha))^2 \right]^2}} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{19,2}{1,5 \cdot 2,24} \cdot \tan(12^\circ - 9^\circ) \right)^2 + \left[\frac{19,2}{1,6} \cdot (\tan(12^\circ - 9^\circ))^2 \right]^2}} = 0,96$$

Kontrollera villkoret för böjspänning (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.38):

$$\frac{\sigma_{m,\alpha,d}}{k_{m,\alpha} \cdot f_{m,d}} = \frac{17,8}{0,96 \cdot 19,2} = 0,97 < 1 \quad \text{OK}$$

d) Böjspänning vid nocken

Multiplitera böjspänningen vid nocken med faktorn k_l , som beaktar att neutralaxeln inte är i mitten av tvärsnittet (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.43):

$$k_1 = 1 + 1,4 \cdot \tan(\alpha_{\text{ext}}) + 5,4 \cdot (\tan(\alpha_{\text{ext}}))^2 = 1 + 1,4 \cdot \tan(12^\circ) + 5,4 \cdot \tan(12^\circ)^2 = 1,54$$

$$k_2 = 0,35 - 8 \cdot \tan(\alpha_{\text{ext}}) = 0,35 - 8 \cdot \tan(12^\circ) = -1,35$$

$$k_3 = 0,6 + 8,3 \cdot \tan(\alpha_{\text{ext}}) - 7,8 \cdot (\tan(\alpha_{\text{ext}}))^2 = 0,6 + 8,3 \cdot \tan(12^\circ) - 7,8 \cdot \tan(12^\circ)^2 = 2,01$$

$$k_4 = 6 \cdot (\tan(\alpha_{\text{ext}}))^2 = 6 \cdot \tan(12^\circ)^2 = 0,27$$

$$R = R_{\text{int}} + 0,5 \cdot h_{\text{apex}} = 18 \cdot 10^3 + 0,5 \cdot 1,6 \cdot 10^3 = 1,88 \cdot 10^4 \text{ mm}$$

$$k_l = k_1 + k_2 \cdot \left(\frac{h_{\text{apex}}}{R} \right) + k_3 \cdot \left(\frac{h_{\text{apex}}}{R} \right)^2 + k_4 \cdot \left(\frac{h_{\text{apex}}}{R} \right)^3 = 1,54 + -1,35 \cdot \frac{1,6 \cdot 10^3}{1,88 \cdot 10^4} + 2,01 \cdot \left(\frac{1,6 \cdot 10^3}{1,88 \cdot 10^4} \right)^2 + 0,27 \cdot \left(\frac{1,6 \cdot 10^3}{1,88 \cdot 10^4} \right)^3 = 1,44$$

Böjspänning:

$$\sigma_{\text{md}} = k_l \cdot \frac{6 \cdot M_{\text{max}}}{b \cdot h_{\text{apex}}^2} = 1,44 \cdot \frac{6 \cdot 1040 \cdot 10^6}{215 \cdot 1600^2} = 16,3 \text{ MPa}$$

Förminska draghållfastheten parallellt fibrerna med faktor k_r (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.49):

$$\frac{R_{\text{int}}}{45} = \frac{18 \cdot 10^3}{45} = 400$$

$$k_r = 1,0$$

Kontrollera villkoret för böjspänning (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.41):

$$\frac{\sigma_{\text{m,d}}}{k_r \cdot f_{\text{m,d}}} = \frac{16,3}{1 \cdot 19,2} = 0,85 < 1 \quad \text{OK}$$

e) Dragning vinkelrätt fibrerna vid nocken

Faktor k_p (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.56):

$$k_5 = 0,2 \cdot \tan(\alpha_{\text{ext}}) = 0,2 \cdot \tan(12^\circ) = 0,04$$

$$k_6 = 0,25 - 1,5 \cdot \tan(\alpha_{\text{ext}}) + 2,6 \cdot (\tan(\alpha_{\text{ext}}))^2 = 0,25 - 1,5 \cdot \tan(12^\circ) + 2,6 \cdot \tan(12^\circ)^2 = 0,05$$

$$k_7 = 2,1 \cdot \tan(\alpha_{\text{ext}}) - 4 \cdot (\tan(\alpha_{\text{ext}}))^2 = 2,1 \cdot \tan(12^\circ) - 4 \cdot \tan(12^\circ)^2 = 0,27$$

$$k_p = k_5 + k_6 \cdot \left(\frac{h_{\text{apex}}}{R}\right) + k_7 \cdot \left(\frac{h_{\text{apex}}}{R}\right)^2 = 0,04 + 0,05 \cdot \frac{1,6 \cdot 10^3}{1,88 \cdot 10^4} + 0,27 \cdot \left(\frac{1,6 \cdot 10^3}{1,88 \cdot 10^4}\right)^2 = 0,05$$

Dragspänning (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.54):

$$\sigma_{\text{t},90,\text{d}} = k_p \cdot \frac{6 \cdot M_{\text{max}}}{b \cdot h_{\text{apex}}^2} - 0,6 \cdot \frac{q_{\text{dlI}}}{b} = 0,05 \cdot \frac{6 \cdot 1040 \cdot 10^6}{215 \cdot 1600^2} - 0,6 \cdot \frac{20,8}{215} = 0,51 \text{ MPa}$$

Modifiera draghållfastheten vinkelrätt mot fibrerna med faktorerna k_{vol} och k_{dis} (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.51 och 6.52):

$$Vol = b \cdot \left[\left(R_{\text{int}} + h_{\text{apex}} \right)^2 \cdot \sin(\alpha_{\text{int}}) \cdot \left(\cos(\alpha_{\text{int}}) - \sin(\alpha_{\text{int}}) \cdot \tan(\alpha_{\text{ext}} - \alpha_{\text{int}}) \right) - R_{\text{int}}^2 \cdot \frac{\alpha_{\text{int}} \cdot \pi}{180^\circ} \right] = 1,713 \text{ m}^3$$

$$k_{\text{dis}} = 1,7$$

$$k_{\text{vol}} = \left(\frac{V_0}{Vol} \right)^{0,2} = \left(\frac{0,01}{1,713} \right)^{0,2} = 0,357$$

Kontrollera villkoret för dragspänning vinkelrätt mot fibrerna (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.50):

$$\frac{\sigma_{\text{t},90,\text{d}}}{k_{\text{dis}} \cdot k_{\text{vol}} \cdot f_{\text{t},90,\text{d}}} = \frac{0,51}{1,7 \cdot 0,36 \cdot 0,32} = 2,6 > 1 \quad \text{EJ OK}$$

Balken behöver förstärkas för dragspänning vinkelrätt mot fibrerna vid nockområdet; dimensionering av förstärkning visas i *exempel 16, sidan 189*.

f) Vippningskontroll

Balken är stagad i sidled. Avståndet mellan stagpunkterna är 1,80 m. Anta att sadelbalkens höjd är konstant mellan två takåsar. Kontrollera vippning där böjmomentet har sitt maximivärde, $x = x_{\max}$:

$$\sigma_{m,\alpha,d} = \frac{6M_{x,\max}}{b \cdot h_{x,\max}^2} = \frac{6 \cdot 780 \cdot 10^6}{215 \cdot 1105,89^2} = 17,8 \text{ MPa}$$

Effektiv vippningslängd:

$$l_{0,z} = 1,80 \text{ m}$$

Kritisk böjspänning:

$$\sigma_{cr,m} = \frac{\pi}{l_{0,z} \cdot W_y} \cdot \sqrt{E_{0,05} \cdot I_z \cdot G_{05} \cdot I_{tor}} = \frac{\pi}{1,8 \cdot 10^3 \cdot \frac{1105,9^2 \cdot 215}{6}} \cdot \sqrt{10800 \cdot \frac{1105,9 \cdot 215^3}{12} \cdot 542 \cdot \frac{215^3 \cdot 1105,9}{3}} = 176,5 \text{ MPa}$$

Relativt slankhetstal:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{cr,m}}} = \sqrt{\frac{30}{176,5}} = 0,4$$

Reduktionsfaktor vid vippning:

$$k_{crit} = 1$$

Reduktionsfaktor vid vippning är lika med 1. Sålunda behöver vippning inte ytterligare kontrolleras.

3.7 Beräkningar i bruksgränstillstånd

Beakta två lastkombinationer:

Kombination SLS 1 (permanenta laster):

$$q_{sls,1} = g_{k,1} + g_{k,2} = 5,2 \text{ kN/m}$$

Kombination SLS 2 (snölast):

$$q_{sls,2} = s_k = 9,7 \text{ kN/m}$$

Beräkna initialnedböjningen vid nocken av jämnt fördelad last q_1 , se *Limträhandbok Del 2, avsnitt 6.2.6, sidan 90*:

$$k_1 = 0,15 + 0,85 \cdot \frac{h_0}{h_{apex}} = 0,58$$

$$w_{1,bending} = \frac{5}{384} \cdot \frac{l_{tot}^4}{E_{0mean} \cdot \frac{b \cdot h_{apex}^3}{12}} \cdot \frac{1}{k_1} \cdot \frac{1}{\cos\left(\frac{\alpha_{ext} + \alpha_{int}}{2}\right)} = \frac{5}{384} \cdot \frac{20000^4}{13000 \cdot \frac{215 \cdot 1600^3}{12}} \cdot \frac{1}{0,6} \cdot \frac{1}{\cos\left(\frac{12^\circ + 9^\circ}{2}\right)} = 3,9 \text{ mm}$$

$$w_{1, shear} = 1,2 \cdot \frac{l_{tot}^2}{8 \cdot G_{mean} \cdot b \cdot h_0} \cdot \frac{2 \cdot h_0^{\frac{2}{3}}}{h_0^{\frac{2}{3}} + h_{apex}^{\frac{2}{3}}} = 0,4 \text{ mm}$$

Nedböjning förorsakad av skjuvning beaktas inte:

$$w_1 = w_{1,\text{bending}} = 3,9 \text{ mm}$$

Initialnedböjning förorsakad av permanent last:

$$w_{\text{inst,permanent}} = w_1 \cdot q_{\text{sls},1} = 3,9 \cdot 5,2 = 19,9 \text{ mm}$$

Initialnedböjning förorsakad av snölast:

$$w_{\text{inst,snow}} = w_1 \cdot q_{\text{sls},2} = 3,9 \cdot 9,7 = 37,8 \text{ mm}$$

Kontrollera villkoret för initialnedböjning, se tabell 11.4, sidan 51:

$$w_{\text{inst,permanent}} + w_{\text{inst,snow}} = 57,7 \text{ mm} < \frac{l_{\text{tot}}}{300/1,5} = 100 \text{ mm} \quad \mathbf{OK}$$

Slutlig nedböjning förorsakad av permanent last:

$$w_{\text{final,perm}} = w_{\text{inst,permanent}} \cdot (1 + k_{\text{def}}) = 19,9 \cdot (1 + 0,6) = 31,9 \text{ mm}$$

Slutlig nedböjning förorsakad av snölast:

$$w_{\text{final,snow}} = w_{\text{inst,snow}} \cdot (1 + \psi_{2,\text{snow}} \cdot k_{\text{def}}) = 37,8 \cdot (1 + 0,1 \cdot 0,6) = 40,1 \text{ mm}$$

Total slutlig nedböjning:

$$w_{\text{final,tot}} = w_{\text{final,snow}} + w_{\text{final,perm}} = 40,1 + 31,9 = 72,0 \text{ mm}$$

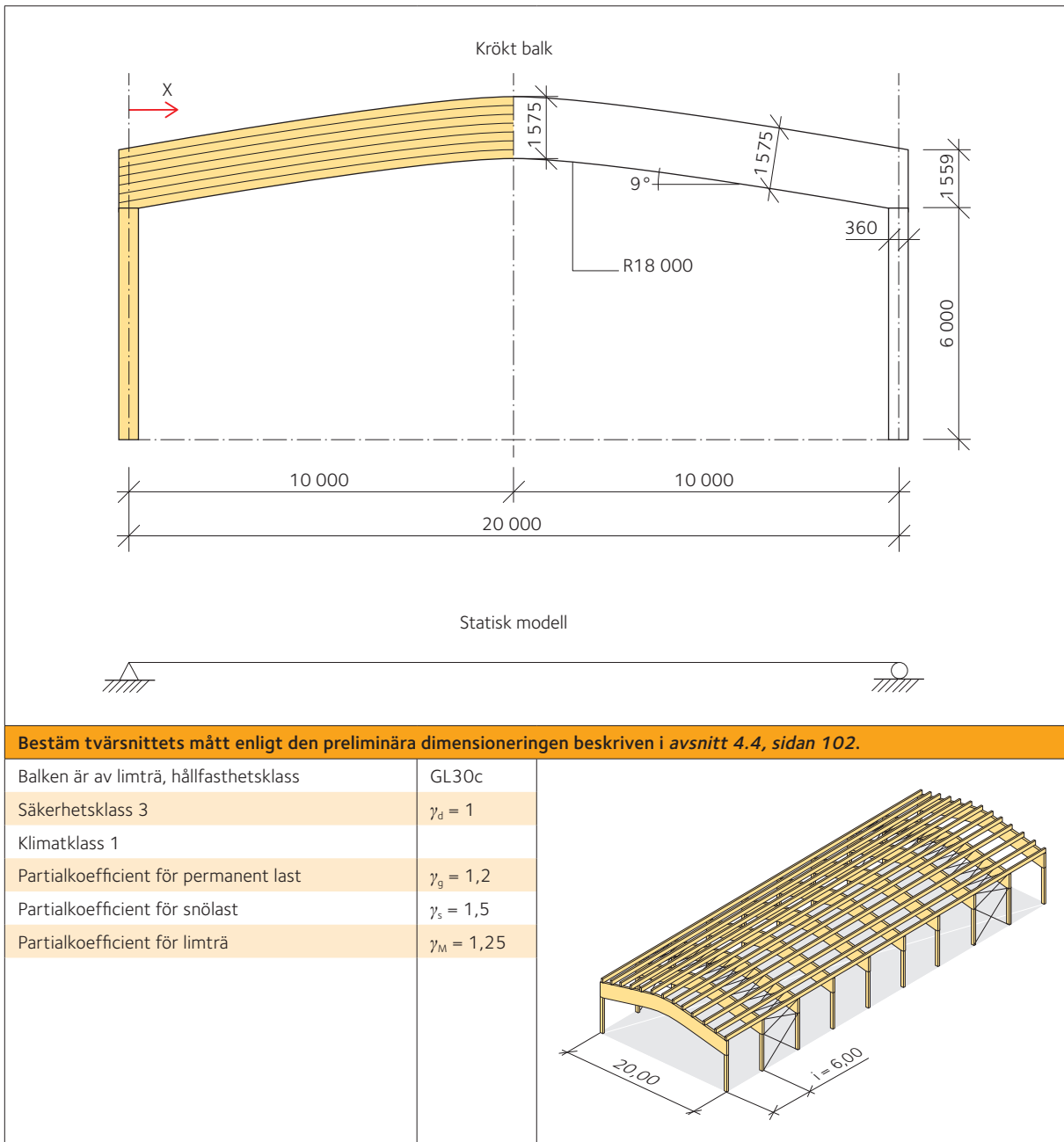
Kontrollera villkoret för total slutlig nedböjning, se tabell 11.4, sidan 51:

$$w_{\text{final,tot}} = 72,0 \text{ mm} < \frac{l_{\text{tot}}}{250/1,5} = 120 \text{ mm} \quad \mathbf{OK}$$

Exempel 4: Krökt balk

4.1 Konstruktion, mått och dimensioneringsunderlag

Dimensionera den kröpta balken enligt nedan.



4.2 Laster

Beakta följande laster vid dimensionering:

Limträbalkar

$$g_{k,1} = 1 \text{ kN/m}$$

Övrig permanent last

$$G_{k,2} = 0,60 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{k,2} = G_{k,2} \cdot i \cdot 1,1 = 0,6 \cdot 6 \cdot 1,1 = 4 \text{ kN/m}$$

Snölast

$$S_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$s_k = S_k \cdot i \cdot \mu \cdot 1,1 = 1,5 \cdot 6 \cdot 0,935 \cdot 1,1 = 9,3 \text{ kN/m}$$

Faktorn 1,1 i ekvationerna ovan beaktar att sekundärbalkarna är kontinuerliga över primärbalkarna.

4.3 Lastkombinationer

Beakta två lastkombinationer (SS-EN 1990, avsnitt 6.4.3 och SS-EN 1991-1-3, avsnitt 5.3.3):

Kombination 1 (egentyngd, permanent last, $k_{\text{mod}} = 0,6$):

$$q_{\text{dI}} = \gamma_d \cdot [\gamma_g \cdot (g_{k,1} + g_{k,2})] = 1 \cdot 1,2 \cdot (1 + 4) = 6 \text{ kN/m}$$

Kombination 2 (egentyngd + snölast, medellång last, $k_{\text{mod}} = 0,8$):

$$q_{\text{dII}} = \gamma_d \cdot [\gamma_g \cdot (g_{k,1} + g_{k,2}) + \gamma_s \cdot s_k] = 1 \cdot [1,2 \cdot (1 + 4) + 1,5 \cdot 9,3] = 19,8 \text{ kN/m}$$

Välj den kritiska kombinationen i brottgränstillståndet:

$$\frac{q_{\text{dI}}}{k_{\text{mod},1}} = \frac{6}{0,6} = 9,9 < \frac{q_{\text{dII}}}{k_{\text{mod},2}} = \frac{19,8}{0,8} = 24,8$$

Sålunda är kombination 2 dimensionerande.

4.4 Preliminär dimensionering

Utför preliminär dimensionering enligt rekommendationerna i *Limträhandbok Del 2*, avsnitt 7.3.4, sidan 114:

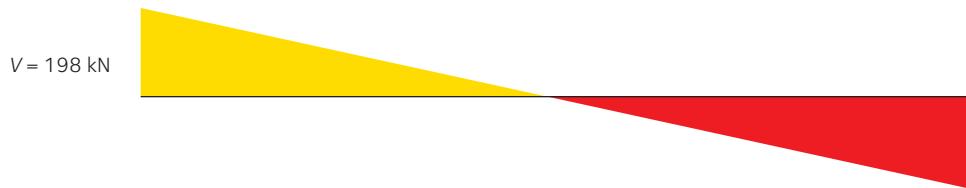
En balk med konstant tvärsnitt väljs:

$$b = \frac{l_{\text{tot}}}{120} = \frac{20 \cdot 10^3}{120} = 167 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad b = 165 \text{ mm}$$

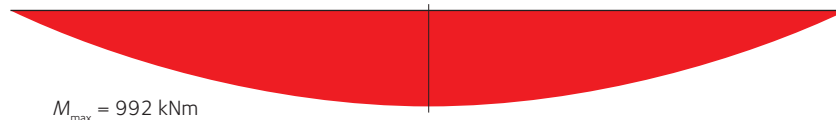
$$h_{\text{apex}} = \frac{l_{\text{tot}}}{13} = \frac{20 \cdot 10^3}{13} = 1538 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad h_{\text{apex}} = 1575 \text{ mm}$$

4.5 Inre krafter och moment

Tvärkraft:



Böjmoment:



4.6 Beräkningar i brottgränstillstånd

a) Skjuvning

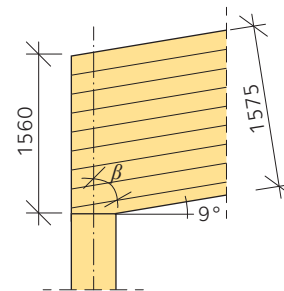
Beräkna dimensioneringsvärdet för skjuvspänningen τ_d utgående från tvärkraftens reducerade värde vid upplag, V_{red} , se tabell 8.5, sidan 22:

$$V_{\text{red}} = \frac{2 \cdot V_{\text{Ed}}}{l_{\text{tot}}} \cdot \left(\frac{l_{\text{tot}}}{2} - \frac{h_{\text{col}}}{2} - h_0 \right) = \frac{2 \cdot V}{20 \cdot 10^3} \cdot \left(\frac{20 \cdot 10^3}{2} - \frac{360}{2} - 1559 \right) = 163,87$$

$$\tau_d = \frac{3 \cdot V_{\text{red}}}{2 \cdot b \cdot h_0} = \frac{3 \cdot 163,87 \cdot 10^3}{2 \cdot 165 \cdot 1559} = 0,96 \text{ MPa}$$

Kontrollera villkoret för skjuvspänning (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.13):

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d} \cdot k_{cr}} = \frac{0,96}{2,24 \cdot 0,86} = 0,50 < 1 \quad \text{OK}$$



b) Tryck i en vinkel β mot fibrerna vid upplag

I exemplet studerar vi upplag på en 360 mm pelare:

$$\beta = 90^\circ - \alpha = 90^\circ - 9^\circ = 81^\circ$$

Tryckspänningen vid upplaget är:

$$\sigma_{c,\beta,d} = \frac{q_{\text{dfl}} \cdot l_{\text{tot}}}{2 \cdot b_{\text{col}} \cdot (h_{\text{col}} + 30 \cdot \cos(9^\circ))} = \frac{19,8 \cdot 20 \cdot 10^3}{2 \cdot 165 \cdot (360 + 30 \cdot \cos(9^\circ))} = 3,09 \text{ MPa}$$

Tryckhållfasthet i en vinkel β mot fibrerna (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.16):

$$f_{c,\beta,d} = \frac{f_{c,0,d}}{\left(\frac{f_{c,0,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} \right) \cdot (\sin(\beta)^2 + \cos(\beta)^2)} = \frac{15,68}{(1,75 \cdot 1,6) \cdot (\sin(81^\circ)^2 + \cos(81^\circ)^2)} = 2,86 \text{ MPa}$$

Kontrollera villkoret för tryckspänning i en vinkel β mot fibrerna (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.16):

$$\frac{\sigma_{c,\beta,d}}{f_{c,\beta,d}} = \frac{3,09}{2,86} = 1,08 > 1 \quad \text{EJ OK}$$

Upplagslängden bör ökas, alternativt att upplaget förstärks med exempelvis träskruvar.

c) Böjspänning

Multipluera böjspänningen vid nocken med faktorn k_l , som beaktar att neutralaxeln inte är i mitten av tvärsnittet (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.43):

$$k_1 = 1 + 1,4 \cdot \tan(\alpha_{\text{apex}}) + 5,4 \cdot (\tan(\alpha_{\text{apex}}))^2 = 1 + 1,4 \cdot \tan(0) + 5,4 \cdot \tan(0)^2 = 1$$

$$k_2 = 0,35 - 8 \cdot \tan(\alpha_{\text{apex}}) = 0,35 - 8 \cdot \tan(0) = 0,35$$

$$k_3 = 0,6 + 8,3 \cdot \tan(\alpha_{\text{apex}}) - 7,8 \cdot (\tan(\alpha_{\text{apex}}))^2 = 0,6 + 8,3 \cdot \tan(0) - 7,8 \cdot \tan(0)^2 = 0,6$$

$$k_4 = 6 \cdot (\tan(\alpha_{\text{apex}}))^2 = 6 \cdot \tan(0)^2 = 0$$

$$R = R_{\text{int}} + 0,5 \cdot h_{\text{apex}} = 18 \cdot 10^3 + 0,5 \cdot 1575 = 18788 \text{ mm}$$

$$k_l = k_1 + k_2 \cdot \left(\frac{h_{\text{apex}}}{R}\right) + k_3 \cdot \left(\frac{h_{\text{apex}}}{R}\right)^2 + k_4 \cdot \left(\frac{h_{\text{apex}}}{R}\right)^3 = 1 + 0,35 \cdot \frac{1,58 \cdot 10^3}{1,88 \cdot 10^4} + 0,6 \cdot \left(\frac{1,58 \cdot 10^3}{1,88 \cdot 10^4}\right)^2 + 0 \cdot \left(\frac{1,58 \cdot 10^3}{1,88 \cdot 10^4}\right)^3 = 1,03$$

$$\sigma_{\text{m,d}} = k_l \cdot \frac{6 \cdot M_{\text{max}}}{b \cdot h_{\text{apex}}^2} = 1,03 \cdot \frac{6 \cdot 992 \cdot 10^6}{165 \cdot 1575^2} = 14,98 \text{ MPa}$$

Minska böjhållfastheten parallellt med fibrerna med faktor k_r (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.49):

$$\frac{R_{\text{int}}}{45} = \frac{18 \cdot 10^3}{45} = 400$$

$$k_r = 1,0$$

Kontrollera villkoret för böjspänning (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.41):

$$\frac{\sigma_{\text{m,d}}}{k_r \cdot f_{\text{m,d}}} = \frac{14,98}{1 \cdot 19,2} = 0,78 < 1 \quad \mathbf{OK}$$

d) Dragning vinkelrätt fibrerna vid nocken

Faktor k_p (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.56):

$$k_5 = 0,2 \cdot \tan(\alpha_{\text{apex}}) = 0,2 \cdot \tan(0^\circ) = 0$$

$$k_6 = 0,25 - 1,5 \cdot \tan(\alpha_{\text{apex}}) + 2,6 \cdot (\tan(\alpha_{\text{apex}}))^2 = 0,25 - 1,5 \cdot \tan(0^\circ) + 2,6 \cdot \tan(0^\circ)^2 = 0,25$$

$$k_7 = 2,1 \cdot \tan(\alpha_{\text{apex}}) - 4 \cdot (\tan(\alpha_{\text{apex}}))^2 = 2,1 \cdot \tan(0^\circ) - 4 \cdot \tan(0^\circ)^2 = 0$$

$$k_p = k_5 + k_6 \cdot \left(\frac{h_{\text{apex}}}{R}\right) + k_7 \cdot \left(\frac{h_{\text{apex}}}{R}\right)^2 = 0 + 0,25 \cdot \frac{1575}{18787,5} + 0 \cdot \left(\frac{1575}{18787,5}\right)^2 = 0,021$$

Dragspänning (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.55):

$$\sigma_{\text{t,90,d}} = k_p \cdot \frac{6 \cdot M_{\text{max}}}{b \cdot h_{\text{apex}}^2} - 0,6 \cdot \frac{q_{\text{dII}}}{b} = 0,021 \cdot \frac{6 \cdot 992 \cdot 10^6}{165 \cdot 1575^2} - 0,6 \cdot \frac{19,8}{165} = 0,23 \text{ MPa}$$

Modifiera draghållfastheten vinkelrätt mot fibrerna med faktorerna k_{vol} och k_{dis} (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.51 och 6.52):

$$Vol = b \cdot h_{\text{apex}} \cdot (2 \cdot R_{\text{int}} + h_{\text{apex}}) \cdot \alpha \cdot \frac{\pi}{180^\circ} = 0,17 \cdot 1,58 \cdot (2 \cdot 18 + 1,58) \cdot 9^\circ \cdot \frac{3,14}{180^\circ} = 1,53 \text{ m}^3$$

$$k_{\text{dis}} = 1,4$$

$$k_{\text{vol}} = \left(\frac{V_0}{Vol} \right)^{0,2} = \left(\frac{0,01}{1,533} \right)^{0,2} = 0,365$$

Kontrollera villkoret för dragspänning vinkelrätt mot fibrerna (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.50):

$$\frac{\sigma_{t,90,d}}{k_{\text{dis}} \cdot k_{\text{vol}} \cdot f_{t,90,d}} = \frac{0,23}{1,4 \cdot 0,37 \cdot 0,32} = 1,43 > 1 \quad \text{EJ OK}$$

Balken behöver förstärkas för dragspänning vinkelrätt mot fibrerna vid nockområdet.

e) Vippningskontroll

Balken är stagad i sidled. Avståndet mellan stagpunkterna är 1,80 m.

Avstånd mellan två stagpunkter:

$$l_{0,z} = 1,80 \text{ m}$$

Kritisk böjspänning:

$$\sigma_{\text{cr,m}} = \frac{\pi}{l_{0,z} \cdot W_y} \cdot \sqrt{E_{0,05} \cdot I_z \cdot G_{05} \cdot I_{\text{tor}}} = \frac{\pi}{1,80 \cdot 10^3 \cdot \frac{1575^2 \cdot 165}{6}} \cdot \sqrt{10800 \cdot \frac{1575 \cdot 165^3}{12} \cdot 542 \cdot \frac{165^3 \cdot 1575}{3}} = 73 \text{ MPa}$$

Relativt slankhetstal:

$$\lambda_{\text{rel,m}} = \sqrt{\frac{f_{\text{m,k}}}{\sigma_{\text{cr,m}}}} = \sqrt{\frac{30}{73}} = 0,6$$

Reduktionsfaktor vid vippning:

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

Reduktionsfaktor vid vippning är lika med 1. Sålunda behöver vippning inte ytterligare kontrolleras.

4.7 Beräkningar i bruksgränstillstånd

Beakta två lastkombinationer:

Kombination SLS 1 (permanenta laster):

$$q_{\text{sls,1}} = g_{k,1} + g_{k,2} = 5 \text{ kN/m}$$

Kombination SLS 2 (snölast):

$$q_{\text{sls,2}} = s_k = 9,3 \text{ kN/m}$$

Beräkna initialnedböjningen vid nocken av jämnt fördelad last q_1 , se *Limträhandbok Del 2, avsnitt 6.2.6, sidan 90*:

$$w_1 = \left(\frac{5}{384} \cdot \frac{1 \cdot l_{\text{tot}}^4}{E_{0,\text{mean}} \cdot \frac{b \cdot h_0^3}{12}} + 1,2 \cdot \frac{l_{\text{tot}}^2}{8 \cdot G_{\text{mean}} \cdot b \cdot h_0} \right) \cdot \frac{1}{\cos\left(\frac{2\alpha}{2}\right)} = \left[\frac{5}{384} \cdot \frac{(20 \cdot 10^3)^4}{13000 \cdot \frac{165 \cdot 1559^3}{12}} + 1,2 \cdot \frac{(20 \cdot 10^3)^2}{8 \cdot 650 \cdot 165 \cdot 1559} \right] \cdot \frac{1}{\cos\left(\frac{2,9^\circ}{2}\right)} = 3,5 \text{ mm}$$

där:

nedböjningen förorsakad av tvärkraft är:

$$w_{\text{shear}} = 1,2 \cdot \frac{l_{\text{tot}}^2}{8 \cdot G_{\text{mean}} \cdot b \cdot h_{\text{apex}}} = 0,36 \quad \frac{w_{\text{shear}}}{w_1} = 10 \%$$

nedböjningen förorsakad av böjmoment är:

$$w_{\text{bending}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{1 \cdot l_{\text{tot}}^4}{E_{0,\text{mean}} \cdot \frac{b \cdot h_0^3}{12}} = 3,08 \quad \frac{w_{\text{bending}}}{w_1} = 90 \%$$

Initialnedböjning förorsakad av permanent last:

$$w_{\text{inst,permanent}} = w_1 \cdot q_{\text{sls},1} = 3,5 \cdot 5 = 17,2 \text{ mm}$$

Initialnedböjning förorsakad av snölast:

$$w_{\text{inst,snow}} = w_1 \cdot q_{\text{sls},2} = 3,5 \cdot 9,3 = 31,8 \text{ mm}$$

Kontrollera villkoret för initialnedböjning, se *tabell 11.4, sidan 51*:

$$w_{\text{inst,permanent}} + w_{\text{inst,snow}} = 49,0 \text{ mm} < \frac{l_{\text{tot}}}{300/1,5} = 100 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Slutlig nedböjning förorsakad av permanent last:

$$w_{\text{final,perm}} = w_{\text{inst,permanent}} \cdot (1 + k_{\text{def}}) = 17,2 \cdot (1 + 0,6) = 27,6 \text{ mm}$$

Slutlig nedböjning förorsakad av snölast:

$$w_{\text{final,snow}} = w_{\text{inst,snow}} \cdot (1 + \psi_{2,\text{snow}} \cdot k_{\text{def}}) = 31,8 \cdot (1 + 0,1 \cdot 0,6) = 33,8 \text{ mm}$$

Total slutlig nedböjning:

$$w_{\text{final,tot}} = w_{\text{final,snow}} + w_{\text{final,perm}} = 33,8 + 27,6 = 61,4 \text{ mm}$$

Kontrollera villkoret för total slutlig nedböjning, se *tabell 11.4, sidan 51*:

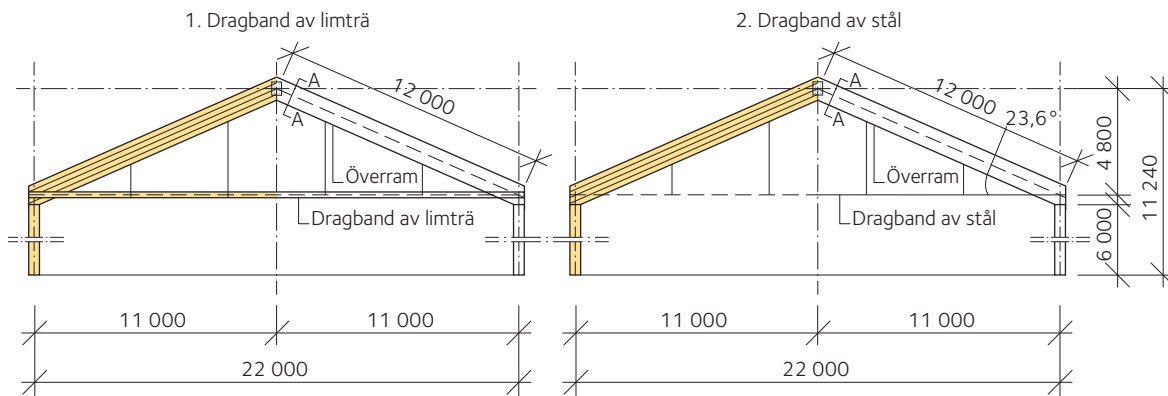
$$w_{\text{final,tot}} = 61,4 \text{ mm} < \frac{l_{\text{tot}}}{250/1,5} = 120 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Exempel 5: Treledstakstol

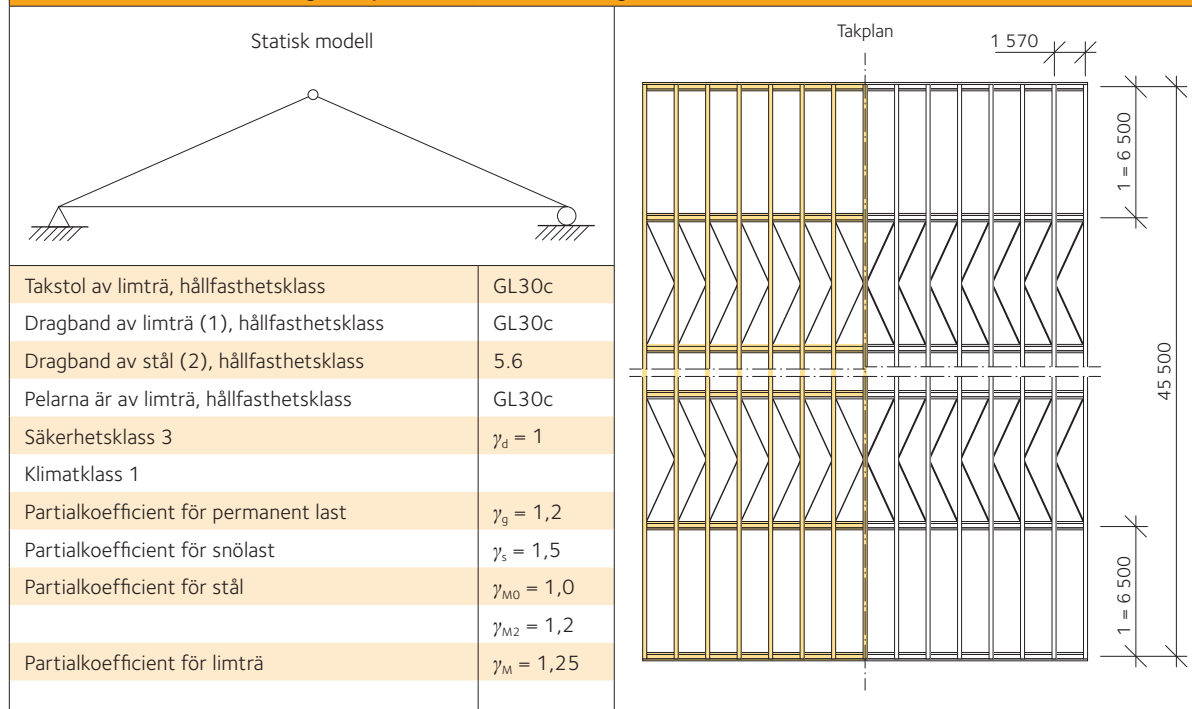
5.1 Konstruktion, mått och dimensioneringsunderlag

Dimensionera treledstakstolen enligt nedan.

Beakta två olika fall: 1. Dragband av limträ. 2. Dragband av stål.



Bestäm tvärsnittets mått enligt den preliminära dimensioneringen beskriven i avsnitt 5.4, sidan 108.



5.2 Laster

Beakta följande laster vid dimensionering:

Limträ

$$G_{k,1} = 0,1 \text{ kN/m}^2 \quad g_{k,1} = G_{k,1} \cdot i = 0,1 \cdot 6,5 = 0,65 \text{ kN/m}$$

Övrig permanent last

$$G_{k,2} = 0,4 \text{ kN/m}^2 \quad g_{k,2} = G_{k,2} \cdot i \cdot 1,1 = 0,4 \cdot 6,5 \cdot 1,1 = 2,9 \text{ kN/m}$$

Snölast

$$S_k = 2,0 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Läsida} \quad s_{k,l} = S_k \cdot i \cdot \mu \cdot 1,1 = 2 \cdot 6,5 \cdot 1,03 \cdot 1,1 = 14,75 \text{ kN/m}$$

$$\text{Lovartsida} \quad s_{k,r} = S_k \cdot i \cdot \mu \cdot 1,1 = 2 \cdot 6,5 \cdot 0,8 \cdot 1,1 = 11,4 \text{ kN/m}$$

Egenvikterna beaktade i ekvationerna ovan är lasternas projektion i horisontalplanet.

Faktorn 1,1 i ekvationerna ovan beaktar att sekundärbalkarna är kontinuerliga över primärbalkarna.

Antagen oliksidig fördelning av snölast enligt EKS 10. Snörasskydd kan förekomma.

5.3 Lastkombinationer

Beakta tre lastkombinationer (SS-EN 1990, avsnitt 6.4.3 och SS-EN 1991-1-3, avsnitt 5.3.3):

Kombination 1 (egentyngd, permanent last, $k_{\text{mod}} = 0,6$):

$$q_{\text{dl}} = \gamma_d \cdot [\gamma_g \cdot (g_{k,1} + g_{k,2})] = 1 \cdot 1,2 \cdot (0,65 + 2,86) = 4,21 \text{ kN/m}$$

Kombination 2a (egentyngd + snölast, osymmetrisk medellång last, $k_{\text{mod}} = 0,8$):

$$\text{Läsida} \quad q_{\text{dIIA},l} = \gamma_d \cdot [\gamma_g \cdot (g_{k,1} + g_{k,2}) + \gamma_s \cdot s_{k,l}] = 1 \cdot [1,2 \cdot (0,65 + 2,86) + 1,5 \cdot 14,75] = 26,41 \text{ kN/m}$$

$$\text{Lovartsida} \quad q_{\text{dIIA},r} = \gamma_d \cdot [\gamma_g \cdot (g_{k,1} + g_{k,2}) + \gamma_s \cdot s_{k,r}] = 1 \cdot [1,2 \cdot (0,65 + 2,86) + 1,5 \cdot 11,44] = 21,37 \text{ kN/m}$$

Kombination 2b (egentyngd + snölast, osymmetrisk medellång last, $k_{\text{mod}} = 0,8$):

$$\text{Läsida} \quad q_{\text{dIIB},l} = \gamma_d \cdot [\gamma_g \cdot (g_{k,1} + g_{k,2}) + \gamma_s \cdot s_{k,l}] = 1 \cdot [1,2 \cdot (0,65 + 2,86) + 1,5 \cdot 14,75] = 26,41 \text{ kN/m}$$

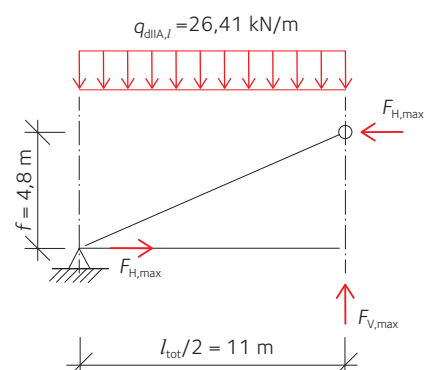
$$\text{Lovartsida} \quad q_{\text{dIIB},r} = \gamma_d \cdot [\gamma_g \cdot (g_{k,1} + g_{k,2}) + \gamma_s \cdot 0,5 \cdot s_{k,r}] = 1 \cdot [1,2 \cdot (0,65 + 2,86) + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 11,44] = 12,79 \text{ kN/m}$$

5.4 Preliminär dimensionering

Utför preliminär dimensionering enligt rekommendationerna i *Limträhandbok Del 2, avsnitt 9.1, sidan 132 och 9.2, sidan 135*:

$$F_{V,\text{max}} = \frac{(3 \cdot q_{\text{dIIA},l} + q_{\text{dIIA},r}) \cdot l_{\text{tot}}}{8} = \frac{(3 \cdot 26,41 + 21,37) \cdot 22}{8} = 277 \text{ kN}$$

$$F_{H,\text{max}} = \frac{(q_{\text{dIIA},l} + q_{\text{dIIA},r}) \cdot l_{\text{tot}}^2}{16 \cdot f} = \frac{(26,41 + 21,37) \cdot 22^2}{16 \cdot 4,8} = 301 \text{ kN}$$



Överram:

$$b = \frac{l_{\text{tot}}}{170} = \frac{22}{170} = 0,13 \text{ m} \rightarrow b = 140 \text{ mm}$$

$$h = \frac{k_1}{2} + 0,5 \cdot \sqrt{k_1^2 + 4 \cdot k_2} = \frac{190,7}{2} + 0,5 \cdot \sqrt{190,7^2 + 4 \cdot 891632,5} = 1044 \text{ mm} \rightarrow h = 1035 \text{ mm}$$

där k_1 och k_2 definieras som:

$$k_1 = \frac{q_{\text{dIIA},l} \cdot l_{\text{tot}}}{54,4 \cdot b \cdot \sin(\alpha)} = \frac{26,41 \cdot 22 \cdot 10^3}{54,4 \cdot 140 \cdot \sin(23,6^\circ)} = 190,7 \text{ mm}$$

$$k_2 = \frac{q_{\text{dIIA},l} \cdot l_{\text{tot}}^2}{102,4 \cdot b} = \frac{26,41 \cdot (22 \cdot 10^3)^2}{102,4 \cdot 140} = 891632,5 \text{ mm}^2$$

Dragband av limträ (består av två skilda element):

$$b = 90 \text{ mm}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{F_{\text{H,max}}}{0,7 \cdot f_{t,0,d}} = \frac{301,12 \cdot 10^3}{0,7 \cdot 12,48} = 34468,86 \text{ mm}^2$$

$$h_{\text{min}} = \frac{A_{\text{min}}}{2 \cdot b} = \frac{34468,86}{2 \cdot 90} = 191,49 \text{ mm} \rightarrow h = 315 \text{ mm}$$

Minsta rekommenderade bredd för dragband av limträ är 90 mm.

Välj tvärsnittshöjden för de två dragbandsdelarna så att:

- du kompenserar för minskningen av nettoarean förorsakad av fästdonens hål.
- du får tillräckligt med utrymme för fästdonen.

I exemplet rekommenderas en minsta höjd h som är 315 mm.

Använd reduktionsfaktorn 0,7 för att beakta förminskningen av tvärsnittsarean som förorsakas av hålen.

Dragband av stål (består av två skilda stänger):

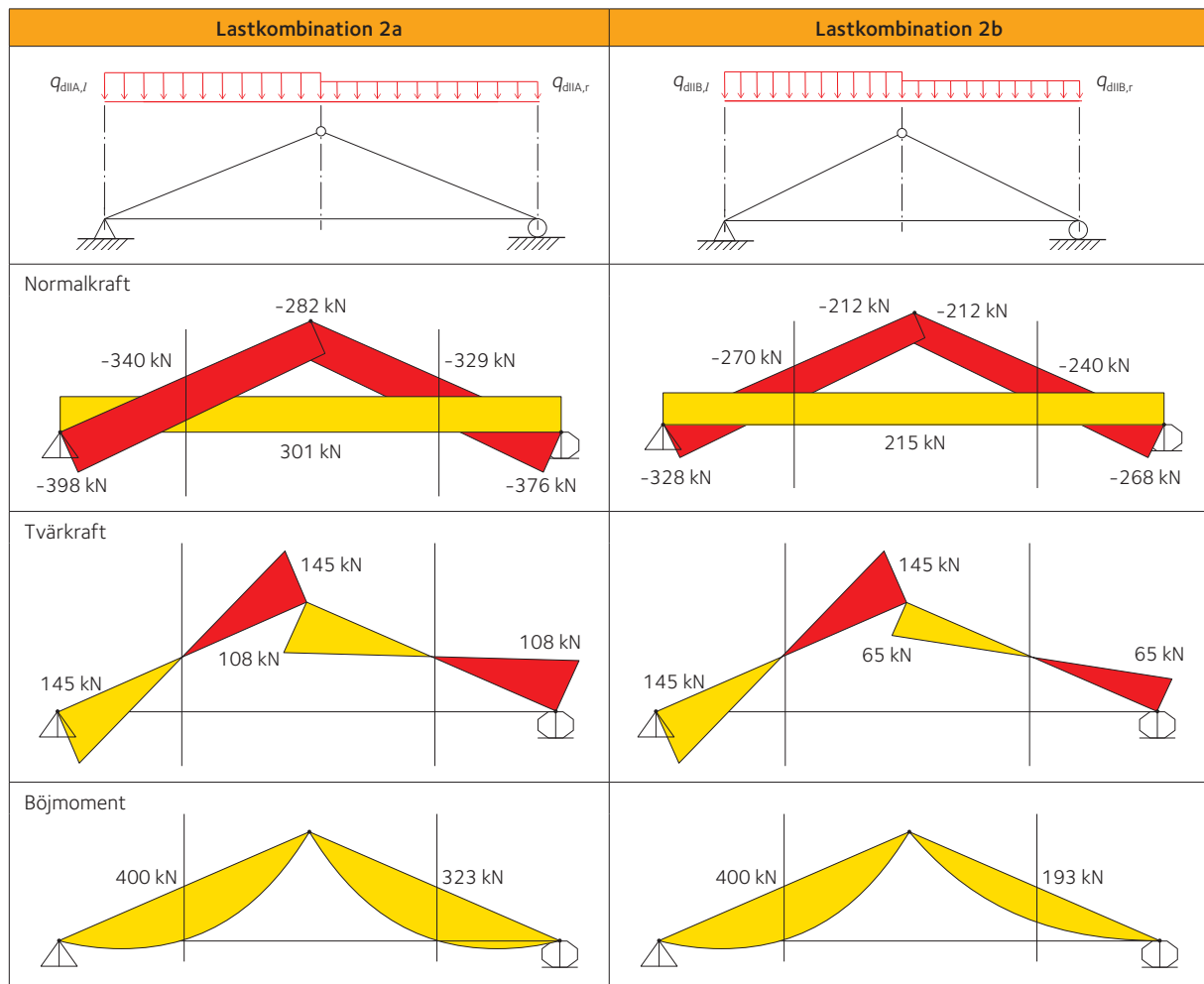
$$A_{s,\text{min}} = \frac{1}{2} \cdot \left(F_{\text{H,max}} \cdot \frac{1,4}{f_{\text{uk}}} \right) = \frac{1}{2} \cdot 301,12 \cdot 10^3 \cdot \frac{1,4}{500} = 421,6 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{välj M27 } A_s = 459 \text{ mm}^2$$

Pelare:

$$b = 140 \text{ mm} \quad h_{\text{min}} = \frac{F_{\text{V,max}}}{f_{c,\beta,d} \cdot b} = \frac{276,87 \cdot 10^3}{4,95 \cdot 140} = 400 \text{ mm} \rightarrow h = 405 \text{ mm}$$

Värdet av $f_{c,\alpha,d}$ anges i avsnitt 5.6 c), sidan 112.

5.5 Inre krafter och moment



Lastkombination 2a är dimensionerande.

5.6 Överram

a) Skjuvning

$$\tau_d = \frac{3 \cdot V_{Ed}}{2 \cdot b \cdot h} = \frac{3 \cdot 145 \cdot 10^3}{2 \cdot 140 \cdot 1035} = 1,50 \text{ MPa}$$

Kontrollera villkoret för skjuvspänning (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.13)

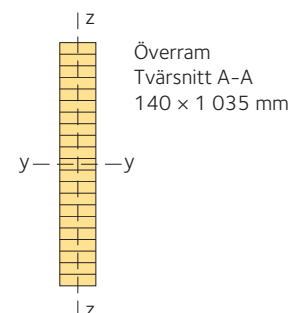
$$\frac{\tau_d}{k_{cr} \cdot f_{v,d}} = \frac{1,50}{0,86 \cdot 2,24} = 0,78 < 1 \quad \text{OK}$$

b) Stabilitetskontroll för samtidig böjning och tryck

Överramen är stagad i sidled. Avståndet mellan stagpunkterna är 1,57 m.

$$\sigma_{m,d} = \frac{6 \cdot M_{Ed}}{b \cdot h^2} = \frac{6 \cdot 400 \cdot 10^6}{140 \cdot 1035^2} = 16,0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h} = \frac{340 \cdot 10^3}{140 \cdot 1035} = 2,3 \text{ MPa}$$



Stabilitetskontroll kring z-axeln (utknäckning i y-riktning)

Knäcklängd:

$$l_{0,z} = \frac{1,57}{\cos(\alpha)} = \frac{1,57}{\cos(23,6^\circ)} = 1,71 \text{ m}$$

Kritisk Eulerspänning:

$$\sigma_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E_{0,05} \cdot I_z}{A \cdot (l_{0,z})^2} = \frac{\pi^2 \cdot 10800 \cdot \frac{140^3 \cdot 1035}{12}}{140 \cdot 1035 \cdot (1,71 \cdot 10^3)^2} = 59,33 \text{ MPa}$$

Relativt slankhetstal:

$$\lambda_{rel,z} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{24,5}{59,33}} = 0,64$$

Faktor k :

$$k_z = \frac{1}{2} \cdot [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2] = \frac{1}{2} \cdot [1 + 0,1 \cdot (0,64 - 0,3) + 0,64^2] = 0,72$$

Reduktionsfaktor vid knäckning:

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = \frac{1}{0,72 + \sqrt{0,72^2 - 0,64^2}} = 0,95$$

Stabilitetskontroll kring y-axeln (utknäckning i z-riktning)

Knäcklängd:

$$l_{0,y} = \frac{\frac{l_{tot}}{2}}{\cos(\alpha)} = \frac{\frac{22}{2}}{\cos(23,6^\circ)} = 12 \text{ m}$$

Kritisk Eulerspänning:

$$\sigma_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E_{0,05} \cdot I_y}{A \cdot (l_{0,y})^2} = \frac{\pi^2 \cdot 10800 \cdot \frac{140 \cdot 1035^3}{12}}{140 \cdot 1035 \cdot (12 \cdot 10^3)^2} = 66,06 \text{ MPa}$$

Relativt slankhetstal:

$$\lambda_{rel,y} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{24,5}{66,06}} = 0,61$$

Faktor k :

$$k_y = \frac{1}{2} \cdot [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2] = \frac{1}{2} \cdot [1 + 0,1 \cdot (0,61 - 0,3) + 0,61^2] = 0,70$$

Reduktionsfaktor vid knäckning:

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{0,70 + \sqrt{0,70^2 - 0,61^2}} = 0,95$$

Vipningskontroll

Effektiv vipningslängd:

$$l_{0,z} = \frac{1,57}{\cos(\alpha)} = \frac{1,57}{\cos(23,6^\circ)} = 1,71 \text{ m}$$

Kritisk böjspanning:

$$\sigma_{cr,m} = \frac{\pi}{W_y \cdot l_{0,z}} \cdot \sqrt{E_{0,05} \cdot I_z \cdot G_{0,5} \cdot I_{tor}} = \frac{\pi}{140 \cdot 1035^2 \cdot 1713,3} \cdot \sqrt{10800 \cdot \frac{1035 \cdot 140^3}{12} \cdot 540 \cdot \frac{140^3 \cdot 1035}{3}} = 83,87 \text{ MPa}$$

Relativt slankhetstal:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{cr,m}}} = 0,598$$

Reduktionsfaktor vid vippning:

för $\lambda > 0,75 \rightarrow k_{crit} = 1$

Kontrollera villkoret för knäckning kring y-axeln och böjning kring y-axeln (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.23):

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = \frac{2,35}{0,95 \cdot 15,68} + \frac{16,0}{19,2} = 0,99 < 1 \quad \text{OK}$$

Kontrollera villkoret för knäckning kring z-axeln och böjning kring y-axeln (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.24):

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + 0,7 \cdot \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = \frac{2,35}{0,95 \cdot 15,68} + 0,7 \cdot \frac{16,0}{19,2} = 0,74 < 1 \quad \text{OK}$$

Kontrollera villkoret för vippning och knäckning kring z-axeln och böjning kring y-axeln (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.35):

$$\left(\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} = \left(\frac{16,0}{19,2} \right)^2 + \frac{2,35}{0,95 \cdot 15,68} = 0,85 < 1 \quad \text{OK}$$

c) Tryck i en vinkel β mot fibrerna vid upplag

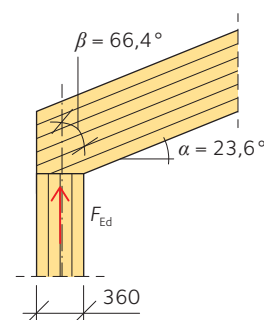
$$\sigma_{c,\beta,d} = \frac{F_{Ed}}{(h_{col} + 30 \cdot \cos(\alpha)) \cdot b_{col}} = \frac{277 \cdot 10^3}{(405 + 30 \cdot \cos(23,6^\circ)) \cdot 140} = 4,57 \text{ MPa}$$

$f_{c,90,d}$ kan ersättas med $f_{c,90,k}$ eftersom $g_k/s_k < 0,4$, se tabell 8.11, sidan 25, 8.12, sidan 25 och 8.13, sidan 26.

$$f_{c,\beta,d} = \frac{f_{c,0,d}}{\left(\frac{f_{c,0,d}}{1,75 \cdot f_{c,90,k}} \right) \cdot \sin(\beta)^2 + \cos(\beta)^2} = \frac{15,68}{\frac{15,68}{1,75 \cdot 2,5} \cdot \sin(66,4^\circ)^2 + \cos(66,4^\circ)^2} = 4,95 \text{ MPa}$$

Kontrollera villkoret för tryckspanning i en vinkel β mot fibrerna (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.16):

$$\frac{\sigma_{c,\beta,d}}{f_{c,\beta,d}} = \frac{4,57}{4,95} = 0,92 < 1 \quad \text{OK}$$



5.7 Dragband av limträ

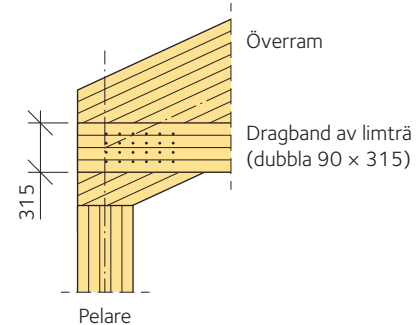
Beräkna dragspänningen i nettotvärsnittet. Anta att förbandet har 4 rader med fästdon, $d = 11$ mm.

$$\sigma_{t,d} = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot [b \cdot (h - 4 \cdot 11)]} = \frac{301 \cdot 10^3}{2 \cdot 90 \cdot (315 - 4 \cdot 11)} = 6,17 \text{ MPa}$$

Dimensionering av förbandet visas i *exempel 17, sidan 193*.

Kontrollera villkoret för dragspänning (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.1):

$$\frac{\sigma_{t,d}}{f_{t,0,d}} = \frac{6,17}{12,48} = 0,49 < 1 \quad \text{OK}$$



5.8 Dragband av stål

a) Dragkraft

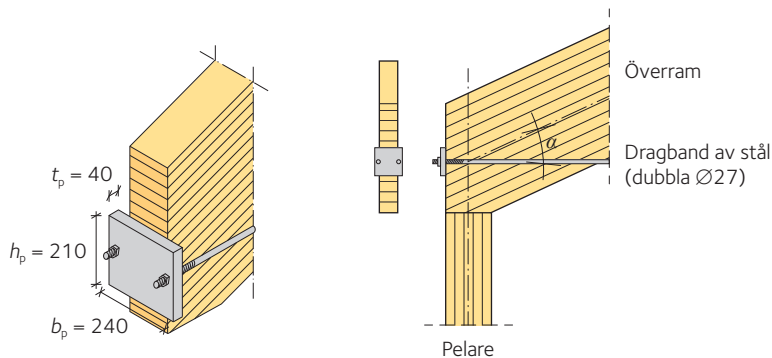
$$T_{Ed} = 275 \cdot 10^3 \text{ N}$$

Bestäm bärförmågan (SS-EN 1993-1-8, tabell 3.4):

$$T_{Rd} = 2 \cdot \frac{A_s \cdot f_{uk} \cdot 0,9}{\gamma_{M2}} \cdot 10^{-3} = \frac{459 \cdot 500 \cdot 0,9}{1,2} \cdot 10^{-3} = 344,25 \text{ kN}$$

Kontrollera villkoret för dragning (SS-EN 1993-1-1, ekvation 6.5):

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{301}{344,3} = 0,87 < 1 \quad \text{OK}$$



b) Tryck i en vinkel α mot fibrerna

Välj storleken på stålplattan så att lokalt tryckbrott i överramen inte sker.

Använd plåt av stål S355 med dimensionerna $h_p = 210$ mm, $t_p = 40$ mm:

$$T_{Ed} \leq f_{c,\alpha,d} \cdot A_{ef,plate}$$

$$A_{ef,plate} = \beta \cdot b_{rafter} \cdot h_{plate} = 1 \cdot 140 \cdot 210 = 29400 \text{ mm}^2$$

där β är reduktionsfaktorn för area:

$$\beta = \min \left(1, \frac{2 \cdot t_{plate}}{b_{rafter}} \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{2 \cdot f_{c,\alpha,d}}} \right) = \min \left(1, \frac{2 \cdot 40}{140} \cdot \sqrt{\frac{300}{2 \cdot 11,09}} \right) = 1$$

$f_{c,90,d}$ kan ersättas med $f_{c,90,k}$ eftersom $g_k/s_k < 0,4$, se tabell 8.11, sidan 25, 8.12, sidan 25 och 8.13, sidan 26:

$$f_{c,\alpha,d} = \frac{f_{c,0,d}}{1,75 \cdot f_{c,90,k} \cdot \sin(\alpha)^2 + \cos(\alpha)^2} = \frac{15,68}{1,75 \cdot 2,5 \cdot \sin(23,6^\circ)^2 + \cos(23,6^\circ)^2} = 11,09 \text{ MPa}$$

Kontrollera villkoret för tryckspänning i en vinkel α mot fibrerna (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.16):

$$\frac{T_{Ed}}{A_{ef,plate} \cdot f_{c,\alpha,d}} = \frac{301 \cdot 10^3}{29400 \cdot 11,09} = 0,92 < 1 \quad \text{OK}$$

c) Krafter och moment som överförs till pelaren

Pelarna antas vara fast inspända vid foten. Deformationen av stålstången ökar böjspänningen i pelarna:

$$\delta_{tie} = \frac{T_{Ed}}{E_{steel} \cdot A} \cdot l_{tot} = \frac{301 \cdot 10^3}{210000 \cdot 2 \cdot \frac{\pi \cdot 27^2}{4}} \cdot 22 \cdot 10^3 = 27,5 \text{ mm}$$

Tvärkraft i pelaren:

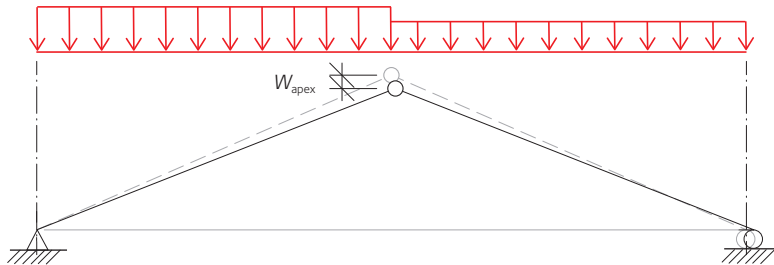
$$F_{column} = \frac{\delta_{tie}}{2} \cdot \frac{3 \cdot E_{0,05} \cdot \frac{b_{col} \cdot h_{col}}{12}}{(l_{col})^3} \cdot 10^{-3} = \frac{27,5}{2} \cdot \frac{3 \cdot 10800 \cdot \frac{140 \cdot 405^3}{12}}{6000^3} \cdot 10^{-3} = 1,60 \text{ kN}$$

Böjmoment vid pelarfot:

$$M_{column} = F_{column} \cdot l_{col} = 1,60 \cdot 6 = 9,61 \text{ kNm}$$

5.9 Beräkningar i bruksgränstillstånd

Nedböjningen vid nocken:



Beakta två lastkombinationer:

Kombination SLS 1 (permanenta laster):

$$q_{\text{sls},1} = g_{k,1} + g_{k,2} = 0,7 + 2,9 = 3,58 \text{ kN/m}$$

Kombination SLS 2 (osymmetrisk snölast):

$$q_{\text{sls},2,l} = s_{k,l} = 14,75 = 14,75 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{sls},2,r} = s_{k,r} = 11,4 = 11,44 \text{ kN/m}$$

a) Konstruktion med dragband av limträ

Beräkna initialnedböjningen vid nocken av jämnt fördelad last q_1 , se *Limträhandbok Del 2, avsnitt 6.2, sidan 84*:

$$w_{\text{inst},1} = \frac{q_1 l_{\text{tot}}^2}{16 \cdot E_{0,m} \cdot b_{\text{raf}} \cdot h_{\text{raf}} \cdot \tan(\alpha)^2} \left(\frac{1}{\cos(\alpha)^3} + \frac{E_{0,m} \cdot b_{\text{raf}} \cdot h_{\text{raf}}}{E_{0,m} \cdot b_{\text{tie}} \cdot h_{\text{tie}} \cdot 2} \right) = \frac{1 \cdot (22 \cdot 10^3)^2}{16 \cdot 13000 \cdot 140 \cdot 1035 \cdot \tan(\alpha)^2} \cdot \left(\frac{1}{\cos(\alpha)^3} + \frac{13000 \cdot 140 \cdot 1035}{13000 \cdot 90 \cdot 315 \cdot 2} \right) = 0,33 \text{ mm}$$

Initialnedböjning förorsakad av permanent last:

$$w_{\text{inst,permanent}} = w_{\text{inst},1} \cdot q_{\text{sls},1} = 0,33 \cdot 2 \cdot 3,58 = 2,32 \text{ mm}$$

Initialnedböjning förorsakad av snölast:

$$w_{\text{inst,snow}} = w_{\text{inst},1} \cdot q_{\text{sls},2} = 0,33 \cdot (14,75 + 11,44) = 8,51 \text{ mm}$$

Slutlig nedböjning förorsakad av permanent last:

$$w_{\text{final,perm}} = w_{\text{inst,permanent}} \cdot (1 + k_{\text{def}}) = 2,32 \cdot (1 + 0,6) = 3,71 \text{ mm}$$

Slutlig nedböjning förorsakad av snölast:

$$w_{\text{final,snow}} = w_{\text{inst,snow}} \cdot (1 + \psi_{2,\text{snow}} \cdot k_{\text{def}}) = 8,51 \cdot (1 + 0,2 \cdot 0,6) = 9,53 \text{ mm}$$

Total slutlig nedböjning:

$$w_{\text{fin,tot}} = w_{\text{final,snow}} + w_{\text{final,perm}} = 9,53 + 3,71 = 13,24 \text{ mm}$$

b) Konstruktion med dragband av stål

Initialnedböjning förorsakad av permanent last:

$$w_{\text{inst,per}} = \frac{2 \cdot q_{\text{sl},1} \cdot l_{\text{tot}}^2}{16 \cdot E_{0,m} \cdot b_{\text{raf}} \cdot h_{\text{raf}} \cdot \tan(\alpha)^2} \left(\frac{1}{\cos(\alpha)^3} + \frac{E_{0,m} \cdot b_{\text{raf}} \cdot h_{\text{raf}}}{E_{\text{steel}} \cdot A_{\text{tie}}} \right) = \frac{2 \cdot 3,58 \cdot (22 \cdot 10^3)^2}{16 \cdot 13000 \cdot 140 \cdot 1035 \cdot \tan(\alpha)^2} \cdot \left(\frac{1}{\cos(\alpha)^3} + \frac{13000 \cdot 140 \cdot 1035}{210000 \cdot 1145} \right) = 5,5 \text{ mm}$$

Slutlig nedböjning förorsakad av permanent last:

$$w_{\text{fin,per}} = \frac{2 \cdot q_{\text{sl},1} \cdot l_{\text{tot}}^2}{16 \cdot E_{0,m,F} \cdot b_{\text{raf}} \cdot h_{\text{raf}} \cdot \tan(\alpha)^2} \left(\frac{1}{\cos(\alpha)^3} + \frac{E_{0,m,F} \cdot b_{\text{raf}} \cdot h_{\text{raf}}}{E_{\text{steel}} \cdot A_{\text{tie}}} \right) = \frac{2 \cdot 3,58 \cdot (22 \cdot 10^3)^2}{16 \cdot 8125 \cdot 140 \cdot 1035 \cdot \tan(\alpha)^2} \cdot \left(\frac{1}{\cos(\alpha)^3} + \frac{8125 \cdot 140 \cdot 1035}{210000 \cdot 1145} \right) = 6,0 \text{ mm}$$

där det slutliga medelvärdet för elasticitetsmodulen i fallet med permanenta laster är:

$$E_{0,m,F} = \frac{E_{0,m}}{1 + k_{\text{def}}} = \frac{13000}{1 + 0,6} = 8125 \text{ MPa}$$

Initialnedböjning förorsakad av snölast:

$$w_{\text{inst,s}} = \frac{(q_{\text{sl},2,l} + q_{\text{sl},2,r}) \cdot l_{\text{tot}}^2}{16 \cdot E_{0,m} \cdot b_{\text{raf}} \cdot h_{\text{raf}} \cdot \tan(\alpha)^2} \left(\frac{1}{\cos(\alpha)^3} + \frac{E_{0,m} \cdot b_{\text{raf}} \cdot h_{\text{raf}}}{E_{\text{steel}} \cdot A_{\text{tie}}} \right) = \frac{(14,75 + 11,44) \cdot (22 \cdot 10^3)^2}{16 \cdot 13000 \cdot 140 \cdot 1035 \cdot \tan(\alpha)^2} \cdot \left(\frac{1}{\cos(\alpha)^3} + \frac{13000 \cdot 140 \cdot 1035}{210000 \cdot 1145} \right) = 20,2 \text{ mm}$$

Slutlig nedböjning förorsakad av snölast:

$$w_{\text{fin,s}} = \frac{(q_{\text{sl},2,l} + q_{\text{sl},2,r}) \cdot l_{\text{tot}}^2}{16 \cdot E_{0,m,F} \cdot b_{\text{raf}} \cdot h_{\text{raf}} \cdot \tan(\alpha)^2} \left(\frac{1}{\cos(\alpha)^3} + \frac{E_{0,m,F} \cdot b_{\text{raf}} \cdot h_{\text{raf}}}{E_{\text{steel}} \cdot A_{\text{tie}}} \right) = \frac{(14,75 + 11,44) \cdot (22 \cdot 10^3)^2}{16 \cdot 11607,1 \cdot 140 \cdot 1035 \cdot \tan(\alpha)^2} \cdot \left(\frac{1}{\cos(\alpha)^3} + \frac{11607,1 \cdot 140 \cdot 1035}{210000 \cdot 1145} \right) = 23,7 \text{ mm}$$

där det slutliga medelvärdet för elasticitetsmodulen i fallet med snölast är:

$$E_{0,m,F} = \frac{E_{0,m}}{1 + k_{\text{def}} \cdot \psi_{2,\text{snow}}} = \frac{13000}{1 + 0,6 \cdot 0,2} = 11607,1 \text{ MPa}$$

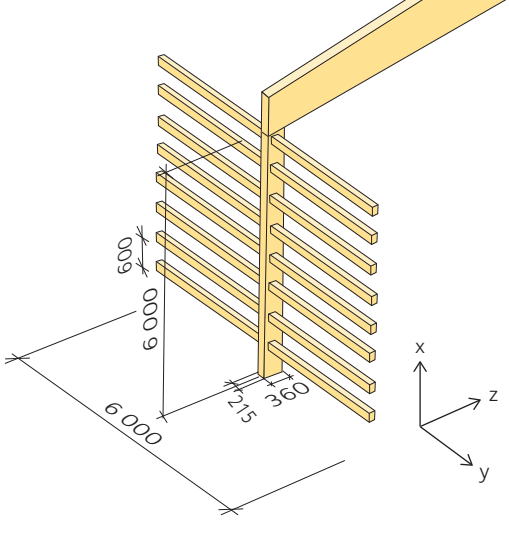
Total slutlig nedböjning:

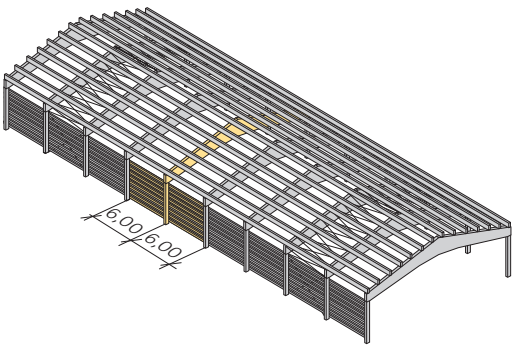
$$w_{\text{fin,tot}} = w_{\text{fin,per}} + w_{\text{fin,s}} = 5,98 + 23,71 = 29,7 \text{ mm}$$

Exempel 6: Pelare

6.1 Konstruktion, mått och dimensioneringsunderlag

Dimensionera pelaren enligt nedan. Pelaren är fast inspänd vid foten mot rotation i förhållande till y-axeln och fri vid toppen. Pelaren bär bumerangbalken som visas i *exempel 3, sidan 94*.



Balken är av limträ, hållfasthetsklass	GL30c	
Säkerhetsklass 3	$\gamma_d = 1$	
Klimatklass 1		
Partialkoefficient för permanent last	$\gamma_g = 1,2$	
Partialkoefficient för snölast	$\gamma_s = 1,5$	
Partialkoefficient för limträ	$\gamma_M = 1,25$	

6.2 Laster

Beakta följande laster vid dimensionering:

Limträbalk

$$g_{k,beam} = 1,2 \text{ kN/m}$$

Limträpelare

$$g_{k,column} = 0,5 \text{ kN/m}$$

Övrig permanent last

$$G_{k,2} = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{k,2} = G_{k,2} \cdot i \cdot 1,1 = 0,6 \cdot 6 \cdot 1,1 = 3,96 \text{ kN/m}$$

Snölast

$$S_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$s_k = S_k \cdot i \cdot \mu \cdot 1,1 = 1,5 \cdot 6 \cdot 0,98 \cdot 1,1 = 9,7 \text{ kN/m}$$

Vindlast

$$Q_{w,k} = 0,6 \text{ kN/m}^2$$

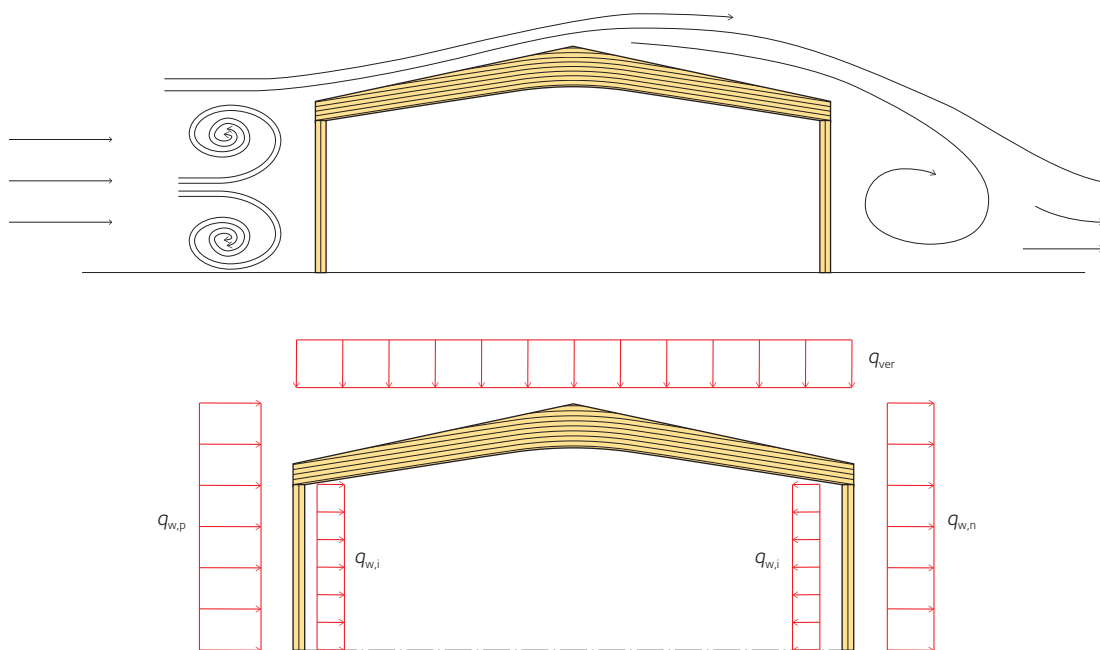
$$q_{w,k,pos} = Q_{w,k} \cdot i \cdot C_{e,pos} = 0,6 \cdot 6 \cdot 0,75 = 2,7 \text{ kN/m}$$

$$q_{w,k,neg} = Q_{w,k} \cdot i \cdot C_{e,neg} = 0,6 \cdot 6 \cdot 0,4 = 1,44 \text{ kN/m}$$

$$q_{w,k,int} = Q_{w,k} \cdot i \cdot C_{int} = 0,6 \cdot 6 \cdot 0,35 = 1,26 \text{ kN/m}$$

Faktorn 1,1 i ekvationerna ovan beaktar att sekundärbalkarna är kontinuerliga över primärbalkarna.

Förenkla verkan av vind till följande jämna laster:



6.3 Lastkombinationer

Beakta två lastkombinationer (SS-EN 1990, avsnitt 6.4.3 och SS-EN 1991-1-3, avsnitt 5.3.3):

Kombination 1 (snölast huvudlast, $k_{\text{mod}} = 0,8$):

$$q_{\text{ver},1} = \gamma_d \cdot [\gamma_g \cdot (g_{k,\text{beam}} + g_{k,2}) + \gamma_q \cdot s_k] = 1 \cdot [1,2 \cdot (1,2 + 4) + 1,5 \cdot 9,7] = 20,8 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{w,p},1} = \gamma_d \cdot \gamma_q \cdot q_{\text{w,k,posit}} \cdot \psi_{0,\text{w}} = 1 \cdot 1,5 \cdot 2,7 \cdot 0,3 = 1,21 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{w,n},1} = \gamma_d \cdot \gamma_q \cdot q_{\text{w,k,neg}} \cdot \psi_{0,\text{w}} = 1 \cdot 1,5 \cdot 1,44 \cdot 0,3 = 0,65 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{w,i},1} = \gamma_d \cdot \gamma_q \cdot q_{\text{w,k,int}} \cdot \psi_{0,\text{w}} = 1 \cdot 1,5 \cdot 1,26 \cdot 0,3 = 0,57 \text{ kN/m}$$

Kombination 2 (vindlast huvudlast, $k_{\text{mod}} = 0,9$):

$$q_{\text{ver},2} = \gamma_d \cdot [\gamma_g \cdot (g_{k,\text{beam}} + g_{k,2}) + \gamma_q \cdot \psi_{0,s} \cdot s_k] = 1 \cdot [1,2 \cdot (1,2 + 4) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot 9,7] = 15,0 \text{ kN/m}$$

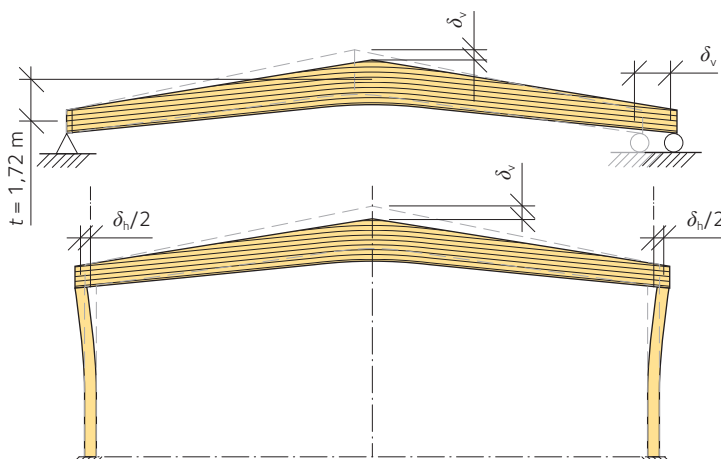
$$q_{\text{w,p},2} = \gamma_d \cdot \gamma_q \cdot q_{\text{w,k,posit}} = 1 \cdot 1,5 \cdot 2,7 = 4,1 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{w,n},2} = \gamma_d \cdot \gamma_q \cdot q_{\text{w,k,neg}} = 1 \cdot 1,5 \cdot 1,44 = 2,2 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{w,i},2} = \gamma_d \cdot \gamma_q \cdot q_{\text{w,k,int}} = 1 \cdot 1,5 \cdot 1,26 = 1,9 \text{ kN/m}$$

6.4 Horisontalförskjutning av pelartopp förorsakad av balkens nedböjning

Balkens nedböjning förorsakar horisontalförskjutning av pelartopp. Detta sker vid balkens båda upplag. Storleken av förskjutningen är $\delta_h/2$. t avser höjdskillnaden mellan balkens systemlinjer vid upplag ochnock.



a) Balkens nedböjning

Initialnedböjning förorsakad av permanent last och snölast beräknas i *exempel 3, sidan 94*:

$$\delta_{\text{inst,snow}} = w_{\text{unitary}} \cdot (s_k) = 3,9 \cdot 9,7 = 37,8 \text{ mm}$$

$$\delta_{\text{inst,perm}} = w_{\text{unitary}} \cdot (g_{k,\text{beam}} + g_{k,2}) = 3,9 \cdot (1,2 + 4) = 19,9 \text{ mm}$$

Slutlig nedböjning är:

Kombination 1:

$$\delta_{v,1} = \gamma_g \delta_{\text{inst,perm}} \cdot (1 + k_{\text{def}}) + \gamma_q \delta_{\text{inst,snow}} \cdot (1 + \psi_{2,s} \cdot k_{\text{def}}) = 1,2 \cdot 19,9 \cdot (1 + 0,6) + 1,5 \cdot 37,8 \cdot (1 + 0,1 \cdot 0,6) = 98,4 \text{ mm}$$

Kombination 2:

$$\delta_{v,2} = \gamma_g \delta_{\text{inst,perm}} + \gamma_q \cdot \psi_{0,s} \delta_{\text{inst,snow}} = 1,2 \cdot 19,9 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot 37,8 = 57,9 \text{ mm}$$

b) Pelartoppens horisontalförskjutning

Pelartoppens horisontalförskjutning beror på balkens nedböjning i mitten, δ_v . Uppskatta förskjutningen med hjälp av följande ekvation, se även *Limträhandbok Del 2, avsnitt 6.2, sidan 93*:

$$\delta_h = \left(4 \cdot \frac{t}{l_{\text{tot}}} + 3,2 \cdot \frac{h_0}{l_{\text{tot}}} \right) \cdot \delta_v$$

Kombination 1:

$$\delta_{h,1} = \left(4 \cdot \frac{t}{l_{\text{tot}}} + 3,2 \cdot \frac{h_0}{l_{\text{tot}}} \right) \cdot \delta_{v,1} = \left(4 \cdot \frac{1724}{20 \cdot 10^3} + 3,2 \cdot \frac{800}{20 \cdot 10^3} \right) \cdot 98,4 = 46,5 \text{ mm}$$

Kombination 2:

$$\delta_{h,2} = \left(4 \cdot \frac{t}{l_{\text{tot}}} + 3,2 \cdot \frac{h_0}{l_{\text{tot}}} \right) \cdot \delta_{v,2} = \left(4 \cdot \frac{1724}{20 \cdot 10^3} + 3,2 \cdot \frac{800}{20 \cdot 10^3} \right) \cdot 57,9 = 27,4 \text{ mm}$$

c) Lastverkan av pelartoppens horisontalförskjutning

Pelartoppens horisontalförskjutning förorsakar följande tilläggskrafter och moment i pelaren:

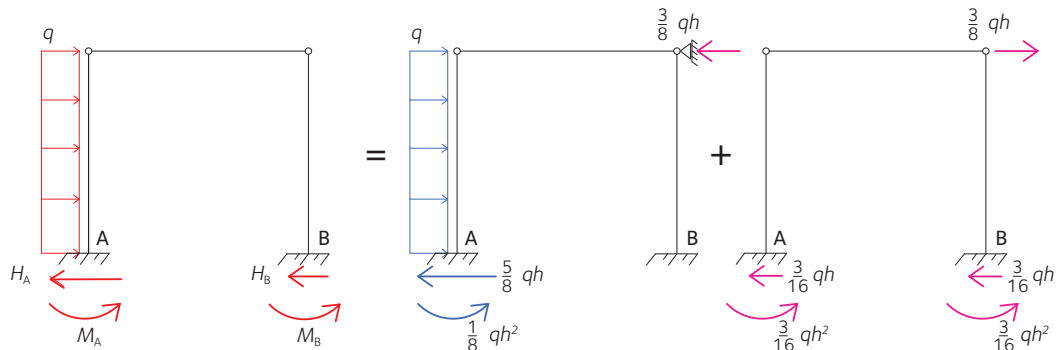
$$V_{\delta,h,1} = \frac{\delta_{h,1}}{2} \cdot \frac{3 \cdot E_{0,05} \cdot I_{\text{col}}}{l_{\text{col}}^3} \cdot 10^{-3} = \frac{46,5}{2} \cdot \frac{3 \cdot 10800 \cdot \frac{215 \cdot 360^3}{12}}{6000^3} \cdot 10^{-3} = 2,9 \text{ kN}$$

$$V_{\delta,h,2} = \frac{\delta_{h,2}}{2} \cdot \frac{3 \cdot E_{0,05} \cdot I_{\text{col}}}{l_{\text{col}}^3} \cdot 10^{-3} = \frac{27,4}{2} \cdot \frac{3 \cdot 10800 \cdot \frac{215 \cdot 360^3}{12}}{6000^3} \cdot 10^{-3} = 1,7 \text{ kN}$$

$$M_{\delta,h,2} = V_{\delta,h,2} \cdot l_{\text{col}} = 1,7 \cdot 6 = 10,3 \text{ kNm} \quad M_{\delta,h,1} = V_{\delta,h,1} \cdot l_{\text{col}} = 2,9 \cdot 6 = 17,4 \text{ kNm}$$

6.5 Beräkningar i brottgränstillstånd

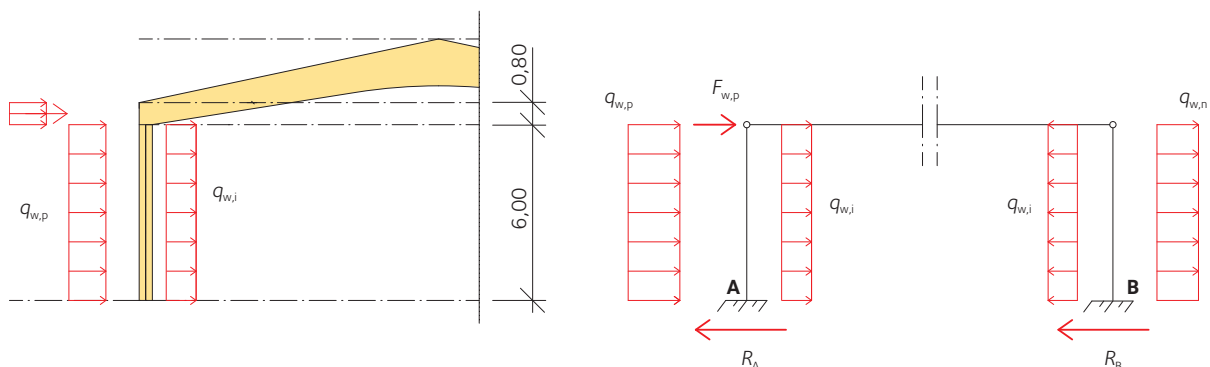
Lastfördelning mellan kopplade pelare:



$$H_A = \frac{5}{8} \cdot q \cdot h + \frac{3}{16} \cdot q \cdot h \rightarrow \frac{13 \cdot h \cdot q}{16} \quad M_A = \frac{1}{8} \cdot q \cdot h^2 + \frac{3}{16} \cdot q \cdot h^2 \rightarrow \frac{5 \cdot h^2 \cdot q}{16}$$

$$H_B = \frac{3}{16} \cdot q \cdot h \quad M_B = \frac{3}{16} \cdot q \cdot h^2 \rightarrow \frac{3 \cdot h^2 \cdot q}{16}$$

Skjuvning och böjmoment i pelaren uppstår av både utvändig och invändig vindlast:



$$F_{w,p} = q_{w,p,2} \cdot 0,8 = 4,05 \cdot 0,8 = 3,24 \text{ kN}$$

$$R_A = \left(\frac{13}{16} \cdot q_{w,p,2} + \frac{3}{16} \cdot q_{w,n,2} \right) \cdot l_{\text{col}} + \frac{1}{2} \cdot F_{w,p} + \frac{5}{8} \cdot q_{w,i,2} \cdot l_{\text{col}} = \left(\frac{13}{16} \cdot 4,1 + \frac{3}{16} \cdot 2,2 \right) \cdot 6 + \frac{1}{2} \cdot 3,2 + \frac{5}{8} \cdot 1,9 \cdot 6 = 30,9 \text{ kN}$$

$$R_B = \left(\frac{13}{16} \cdot q_{w,n,2} + \frac{3}{16} \cdot q_{w,p,2} \right) \cdot l_{\text{col}} + \frac{1}{2} \cdot F_{w,p} + \frac{5}{8} \cdot q_{w,i,2} \cdot l_{\text{col}} = \left(\frac{13}{16} \cdot 2,2 + \frac{3}{16} \cdot 4,1 \right) \cdot 6 + \frac{1}{2} \cdot 3,2 + \frac{5}{8} \cdot 1,9 \cdot 6 = 9,6 \text{ kN}$$

a) Skjuvning

Kombination 2 är dimensionerande för skjuvning vid pelarfoten:

$$V_{\text{windwar},2} = R_A = 30,9 \text{ kN}$$

$$\tau_{d,2} = \frac{3 \cdot V_{\text{windwar}}}{2 \cdot (b_{\text{col}} \cdot h_{\text{col}}) \cdot k_r} = \frac{3 \cdot 30881,25}{2 \cdot 215 \cdot 360 \cdot 0,8} = 0,75 \text{ MPa}$$

Reduktionsfaktorn k_r beaktar verkan av fästdon.

Kontrollera villkoret för skjuvspänning (SS-EN 1995-1-1 ekvation 6.13):

$$f_{v,d,2} = \frac{f_{v,k} \cdot k_{\text{mod},2}}{\gamma_M} = \frac{3,5 \cdot 0,9}{1,25} = 2,52 \text{ MPa} \quad \frac{\tau_{d,2}}{k_{cr} \cdot f_{v,d,2}} = \frac{0,75}{0,86 \cdot 2,52} = 0,35 < 1 \quad \text{OK}$$

b) Kombinerad böjning och tryck vid pelarfot

Kombination 2 är dimensionerande för böjning vid pelarfoten:

$$M_{d,2} = \left(\frac{5 \cdot q_{w,p,2}}{16} + \frac{3 \cdot q_{w,n,2}}{16} \right) \cdot l_{col}^2 + \frac{1}{2} \cdot F_{w,p} \cdot l_{col} + \frac{q_{w,i,2}}{8} \cdot l_{col}^2 = \left(\frac{5 \cdot 4,1}{16} + \frac{3 \cdot 2,2}{16} \right) \cdot 6^2 + \frac{1}{2} \cdot 3,2 \cdot 6 + \frac{1,9}{8} \cdot 6^2 = 78,4 \text{ kNm}$$

$$F_{v,2} = q_{ver,2} \cdot \frac{l_{tot}}{2} + \gamma_g \cdot g_{k,column} \cdot l_{col} = 15,0 \cdot \frac{20}{2} + 1,2 \cdot 0,5 \cdot 6 = 153,3 \text{ kN}$$

$$\sigma_{c,0,d,2} = \frac{F_{v,2}}{k_r \cdot b_{col} \cdot h_{col}} = \frac{153,3 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 215 \cdot 360} = 2,47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,d,2} = \frac{6 \cdot M_{d,2}}{b_{col} \cdot h_{col}^2} = \frac{6 \cdot 78,37 \cdot 10^6}{215 \cdot 360^2} = 16,88 \text{ MPa}$$

Beakta inte böjmomentet $M_{2,d,h}$ som förorsakas av pelartoppens horisontalförskjutning, eftersom det verkar i motsatt riktning som böjmomentet som förorsaks av vindlasten.

Kontrollera villkoret för samtidigt verkande böjmoment och tryck (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.19):

$$f_{m,d,2} = \frac{k_h \cdot f_{m,k} \cdot k_{mod,2}}{\gamma_M} = \frac{1,05 \cdot 30 \cdot 0,9}{1,25} = 22,73 \text{ MPa}$$

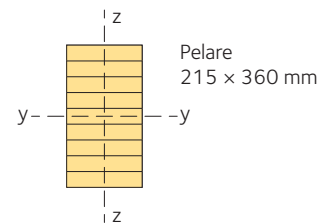
$$f_{c,0,d,2} = \frac{f_{c,0,k} \cdot k_{mod,2}}{\gamma_M} = \frac{24,5 \cdot 0,9}{1,25} = 17,64 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{m,d,2}}{f_{m,d,2}} + \left(\frac{\sigma_{c,0,d,2}}{f_{c,0,d,2}} \right)^2 = \frac{16,88}{22,73} + \left(\frac{2,47}{17,64} \right)^2 = 0,76 < 1 \quad \text{OK}$$

c) Stabilitetskontroll för samtidig böjning och tryck

$$\sigma_{c,0,d,2} = \frac{F_{v,2}}{b_{col} \cdot h_{col} \cdot k_r} = \frac{153,3 \cdot 10^3}{215 \cdot 360 \cdot 0,8} = 2,47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,d,2} = \frac{6 \cdot M_{d,2}}{b_{col} \cdot h_{col}^2} = \frac{6 \cdot 78,37 \cdot 10^6}{215 \cdot 360^2} = 16,88 \text{ MPa}$$



Stabilitet kring y-axeln (utknäckning i z-riktning)

Knäcklängd:

$$l_{0,y} = 2,25 \cdot 6 = 13,5 \text{ m}$$

Kritisk Eulerspänning:

$$\sigma_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E_{0,05} \cdot I_y}{b_{col} \cdot h_{col} \cdot l_{0,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 10800 \cdot \frac{215 \cdot 360^3}{12}}{215 \cdot 360 \cdot (13,5 \cdot 10^3)^2} = 6,32 \text{ MPa}$$

Relativt slankhetstal:

$$\lambda_{rel,y} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{24,5}{6,32}} = 1,97$$

Faktor k :

$$k_y = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \beta_c \cdot (\lambda_{\text{rel},y} - 0,3) + \lambda_{\text{rel},y}^2 \right] = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + 0,1 \cdot (1,97 - 0,3) + 1,97^2 \right] = 2,52$$

Reduktionsfaktor vid knäckning:

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{\text{rel},y}^2}} = \frac{1}{2,52 + \sqrt{2,52^2 - 1,97^2}} = 0,24$$

Kontrollera villkoret för knäckning kring y-axeln och böjning kring y-axeln (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.23):

$$\frac{\sigma_{c,0,d,2}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d,2}} + \frac{\sigma_{m,d,2}}{f_{m,d,2}} = \frac{2,47}{0,24 \cdot 17,64} + \frac{16,88}{22,73} = 1,33 > 1 \quad \mathbf{EJ OK}$$

Villkoret uppfylls inte. Öka pelarens sidlängd från 360 mm till 405 mm:

$$h_{\text{col}} = 405 \text{ mm} \quad b_{\text{col}} = 215 \text{ mm}$$

$$\sigma_{c,0,d,2} = \frac{F_{v,2}}{b_{\text{col}} \cdot h_{\text{col}} \cdot k_r} = \frac{153,3 \cdot 10^3}{215 \cdot 405 \cdot 0,8} = 2,21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,d,2} = \frac{6 \cdot M_{d,2}}{b_{\text{col}} \cdot h_{\text{col}}^2} = \frac{6 \cdot 78,37 \cdot 10^6}{215 \cdot 405^2} = 13,33 \text{ MPa}$$

Kritisk Eulerspänning:

$$\sigma_{\text{cr},y} = \frac{\pi^2 \cdot E_{0,05} \cdot I_y}{b_{\text{col}} \cdot h_{\text{col}} \cdot l_{0,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 10800 \cdot \frac{215 \cdot 405^3}{12}}{215 \cdot 405 \cdot (13,5 \cdot 10^3)^2} = 7,99 \text{ MPa}$$

Relativt slankhetstal:

$$\lambda_{\text{rel},y} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{\text{cr},y}}} = \sqrt{\frac{24,5}{7,99}} = 1,75$$

Faktor k :

$$k_y = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \beta_c \cdot (\lambda_{\text{rel},y} - 0,3) + \lambda_{\text{rel},y}^2 \right] = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + 0,1 \cdot (1,75 - 0,3) + 1,75^2 \right] = 2,1$$

Reduktionsfaktor vid knäckning:

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{\text{rel},y}^2}} = \frac{1}{2,1 + \sqrt{2,1^2 - 1,75^2}} = 0,31$$

Kontrollera villkoret för knäckning kring y-axeln och böjning kring y-axeln (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.23):

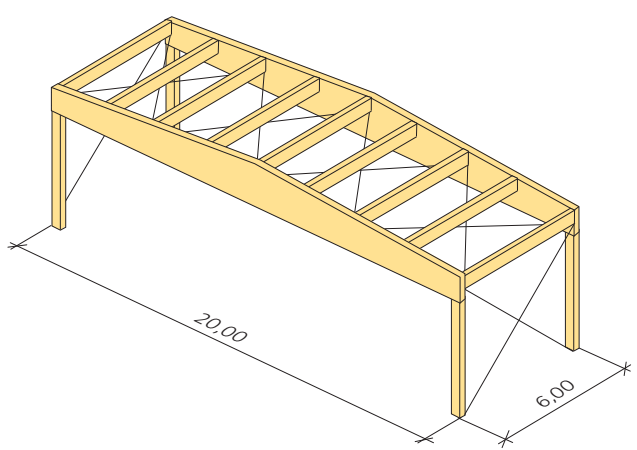
$$\frac{\sigma_{c,0,d,2}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d,2}} + \frac{\sigma_{m,d,2}}{f_{m,d,2}} = \frac{2,21}{0,31 \cdot 17,64} + \frac{13,33}{20,77} = 1,05 > 1 \quad \mathbf{EJ OK}$$

Villkoret uppfylls ej, öka pelardimensionen.

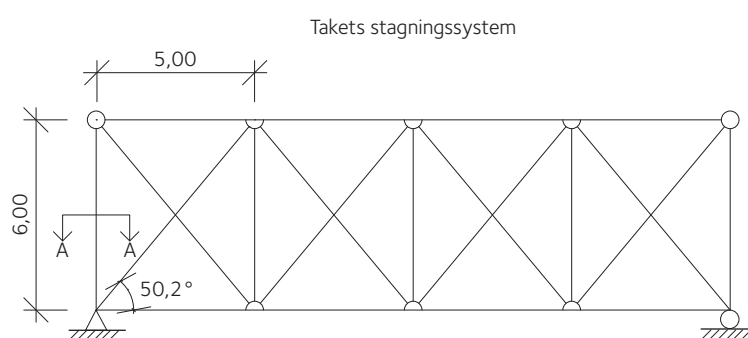
Exempel 7: Stagningsystem

7.1 Konstruktion, mått och dimensioneringsunderlag

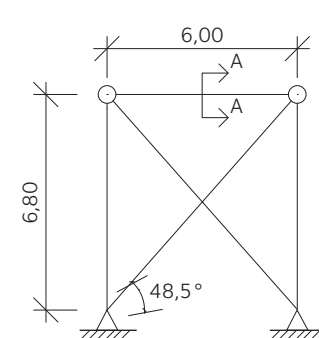
Dimensionera stagningsystemet enligt nedan. Systemet stagar konstruktionen som beräknas i *exempel 2, sidan 87*.



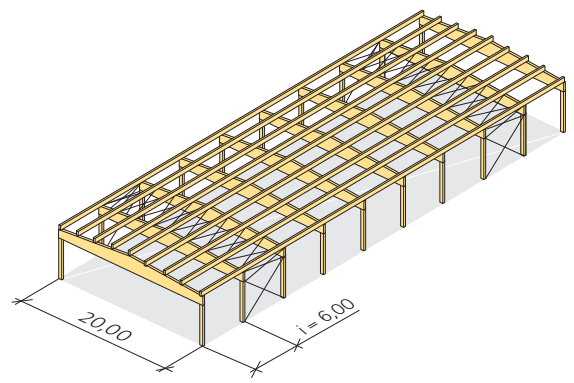
Takets stagningsystem



Väggens stagningssystem



Sadelbalkar av limträ, hållfasthetsklass	GL30c
Trycksträvor av limträ, hållfasthetsklass	GL30c
Dragbanden av stål, hållfasthetsklass	5.6
Säkerhetsklass 3	$\gamma_d = 1$
Klimatklass 1	
Partialkoefficient för permanent last	$\gamma_g = 1,2$
Partialkoefficient för variabel last	$\gamma_q = 1,5$
Partialkoefficient för limträ	$\gamma_M = 1,25$
Partialkoefficient för limträ	$\gamma_{M2} = 1,2$



7.2 Laster

Beakta följande laster vid dimensionering:

Limträbalkar

$$g_{k,beam} = 1,1 \text{ kN/m}$$

Övrig permanent last

$$G_{k,2} = 0,6 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{k,2} = G_{k,2} \cdot i \cdot 1,1 = 0,6 \cdot 6 \cdot 1,1 = 3,96 \text{ kN/m}$$

Snölast

$$S_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$s_k = S_k \cdot i \cdot \mu \cdot 1,1 = 1,5 \cdot 6 \cdot 0,854 \cdot 1,1 = 8,46 \text{ kN/m}$$

Vindlast

$$Q_{w,k} = 0,7 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{w,k,pos} = Q_{w,k} \cdot C_{e,pos} = 0,7 \cdot 0,75 = 0,53 \text{ kN/m}^2$$

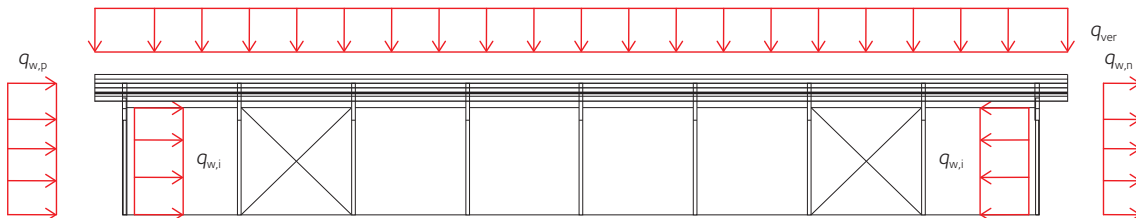
$$q_{w,k,neg} = Q_{w,k} \cdot C_{e,neg} = 0,7 \cdot 0,4 = 0,28 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{w,k,int} = Q_{w,k} \cdot C_{int} = 0,7 \cdot 0,35 = 0,25 \text{ kN/m}^2$$

Faktorn 1,1 i ekvationerna ovan beaktar att sekundärbalkarna är kontinuerliga över primärbalkarna.

7.3 Lastkombinationer

Förenkla verkan av vind till följande jämnt utbredda laster:



Beakta två lastkombinationer (SS-EN 1990, avsnitt 6.4.3 och SS-EN 1991-1-3, avsnitt 5.3.3):

Kombination 1 (snölast huvudlast, $k_{mod} = 0,8$):

$$q_{ver,1} = \gamma_d \cdot [\gamma_g \cdot (g_{k,beam} + g_{k,2}) + \gamma_q \cdot s_k] = 1 \cdot [1,2 \cdot (1,1 + 3,96) + 1,5 \cdot 8,46] = 18,75 \text{ kN/m}$$

$$q_{w,p,1} = \gamma_d \cdot \gamma_q \cdot q_{w,k,pos} \cdot \psi_{0,w} = 1 \cdot 1,5 \cdot 0,53 \cdot 0,3 = 0,24 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{w,n,1} = \gamma_d \cdot \gamma_q \cdot q_{w,k,neg} \cdot \psi_{0,w} = 1 \cdot 1,5 \cdot 0,28 \cdot 0,3 = 0,13 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{w,i,1} = \gamma_d \cdot \gamma_q \cdot q_{w,k,int} \cdot \psi_{0,w} = 1 \cdot 1,5 \cdot 0,25 \cdot 0,3 = 0,11 \text{ kN/m}^2$$

Kombination 2 (vindlast huvudlast, $k_{mod} = 0,9$):

$$q_{ver,2} = \gamma_d \cdot [\gamma_g \cdot (g_{k,beam} + g_{k,2}) + \gamma_q \cdot \psi_{0,s} \cdot s_k] = 1 \cdot [1,2 \cdot (1,1 + 3,96) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot 8,46] = 13,68 \text{ kN/m}$$

$$q_{w,p,2} = \gamma_d \cdot \gamma_q \cdot q_{w,k,pos} = 1 \cdot 1,5 \cdot 0,53 = 0,79 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{w,n,2} = \gamma_d \cdot \gamma_q \cdot q_{w,k,neg} = 1 \cdot 1,5 \cdot 0,28 = 0,42 \text{ kN/m}^2$$

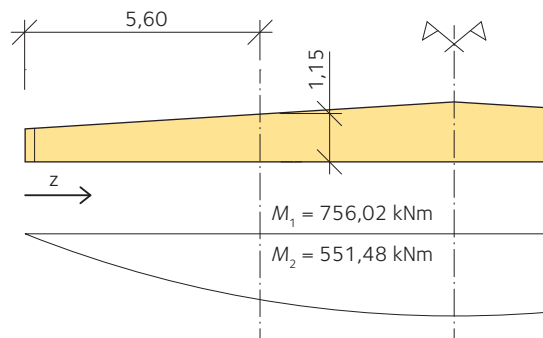
$$q_{w,i,2} = \gamma_d \cdot \gamma_q \cdot q_{w,k,int} = 1 \cdot 1,5 \cdot 0,25 = 0,37 \text{ kN/m}^2$$

7.4 Stagningslast

Stagningssystemet belastas av vindlast och inre stagningslast (SS-EN 1995-1-1, avsnitt 9.2.5.3). Sadelbalkens böjspänning i tvärsnittet med största påkänning beräknas i *exempel 2, sidan 87*.

$$\text{vid } x = x_{\max}: M_1 = \frac{q_{\text{ver},1} \cdot x_{\max}}{2} \cdot (l_{\text{tot}} - x_{\max}) = \frac{18,75 \cdot 5,6}{2} \cdot (20 - 5,6) = 756,02 \text{ kNm}$$

$$M_2 = \frac{q_{\text{ver},2} \cdot x_{\max}}{2} \cdot (l_{\text{tot}} - x_{\max}) = \frac{13,68 \cdot 5,6}{2} \cdot (20 - 5,6) = 551,48 \text{ kNm}$$



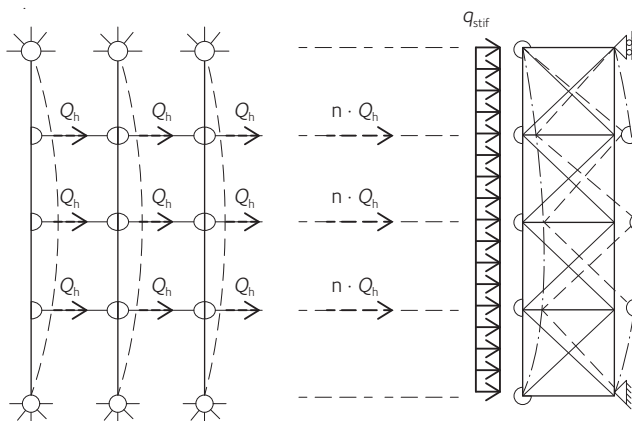
Konstruktionen stagas med två stagningsssystem, vart och ett stagar halva antalet av sadelbalkarna. Sålunda är $n = 4$.

Observera att balkarnas totala antal är 9, men gavelbalkarnas vertikallast är hälften av de andra balkarnas last.

Stagningslaster, se *Limträhandbok Del 2, kapitel 13, sidan 170*:

$$q_{\text{st},1} = n \cdot \frac{1}{20} \cdot \frac{M_1}{l_{\text{tot}} \cdot h_{x,\max}} = 4 \cdot \frac{1}{20} \cdot \frac{756,02}{20 \cdot 1,15} = 6,56 \text{ kN/m}$$

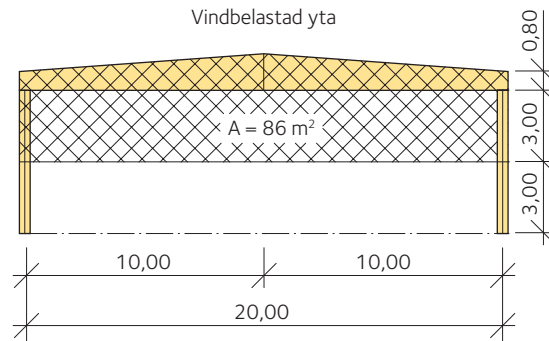
$$q_{\text{st},2} = n \cdot \frac{1}{20} \cdot \frac{M_2}{l_{\text{tot}} \cdot h_{x,\max}} = 4 \cdot \frac{1}{20} \cdot \frac{551,48}{20 \cdot 1,15} = 4,77 \text{ kN/m}$$



7.5 Takets stagningssystem

Vindlasten verkar på den yta som visas nedan. Faktorn 1,1 beaktar inverkan av takåsar och långsidornas väggåsar.

$$A_{\text{wind}} = 86 \cdot 1,1 = 94,6 \text{ m}^2$$



Anta att vindlasten verkar jämnt fördelad längs med takets plan. Anta att det närmaste stagningssystemet bär hela vindlasten. Takkonstruktionen är vanligtvis inte tillräckligt styv för att fördela vindlasten jämnt till de båda stagningssystemen.

$$q_{w,1} = (q_{w,p,1} + q_{w,i,1}) \cdot \frac{A_{\text{wind}}}{l_{\text{tot}}} = (0,24 + 0,11) \cdot \frac{94,6}{20} = 1,64 \text{ kN/m}$$

$$q_{w,2} = (q_{w,p,2} + q_{w,i,2}) \cdot \frac{A_{\text{wind}}}{l_{\text{tot}}} = (0,79 + 0,37) \cdot \frac{94,6}{20} = 5,46 \text{ kN/m}$$

Totala lasten som överförs till stagningssystemet är:

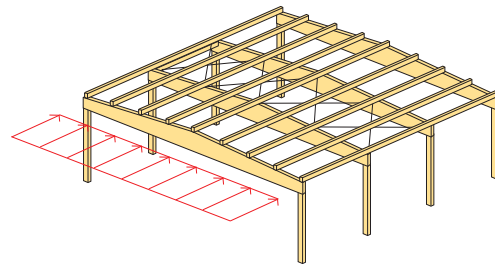
$$q_{\text{tot},1} = q_{w,1} + q_{st,1} = 1,64 + 6,56 = 8,20 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{tot},2} = q_{w,2} + q_{st,2} = 5,46 + 4,77 = 10,23 \text{ kN/m}$$

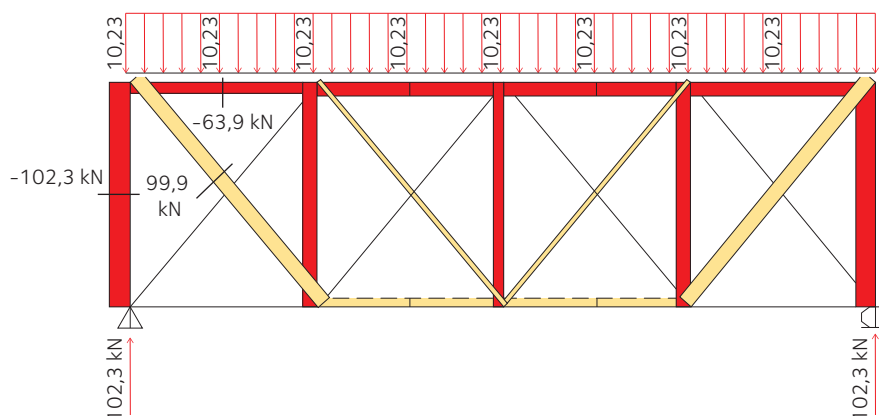
Välj den kritiska kombinationen i brottgränstillståndet:

$$\frac{q_{\text{tot},1}}{k_{\text{mod},1}} = \frac{8,20}{0,8} = 10,3 < \frac{q_{\text{tot},2}}{k_{\text{mod},2}} = \frac{10,23}{0,9} = 11,4$$

Sålunda är kombination 2 dimensionerande i brottgränstillstånd.



a) Inre krafter och stödreaktioner



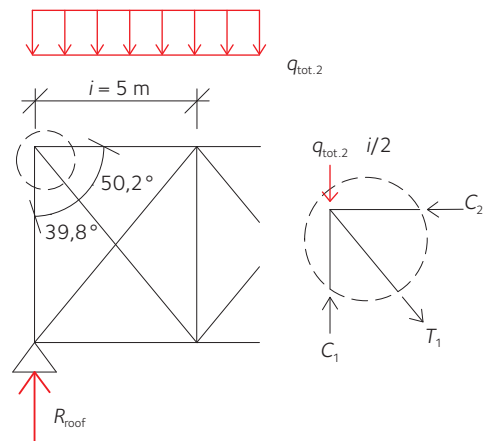
$$R_{\text{roof}} = q_{\text{tot},2} \cdot \frac{l_{\text{tot}}}{2} = 10,23 \cdot \frac{20}{2} = 102,3 \text{ kN}$$

$$C_1 = R_{\text{roof}} = 102,3 \text{ kN}$$

$$q_{\text{tot},2} \cdot \frac{i}{2} = 10,23 \cdot \frac{5}{2} = 25,6 \text{ kN}$$

$$T_1 = \frac{\left(C_1 - q_{\text{tot},2} \cdot \frac{i}{2} \right)}{\cos(39,8^\circ)} = \frac{102,3 - 10,23 \cdot \frac{5}{2}}{\cos(39,8^\circ)} = 99,87 \text{ kN}$$

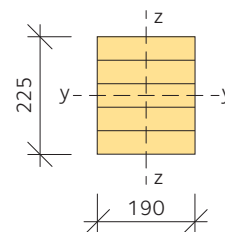
$$C_2 = T_1 \cdot \cos(50,2^\circ) = 99,87 \cdot \cos(50,2^\circ) = 64 \text{ kN}$$



b) Trycksträva

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{\text{Ed}}}{b \cdot h} = \frac{102,3 \cdot 10^3}{190 \cdot 225} = 2,4 \text{ MPa}$$

Trycksträva
Tvärsnitt A-A
(se 7.1, sidan 124)



Stabilitet kring z-axeln (utknäckning i y-riktning)

Knäcklängd:

$$l_{0,z} = 6 \text{ m}$$

Kritisk Eulerspänning:

$$\sigma_{\text{cr},z} = \frac{\pi^2 \cdot E_{0,05} \cdot I_z}{(b \cdot h) \cdot l_{0,z}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 10800 \cdot \frac{190^3 \cdot 225}{12}}{190 \cdot 225 \cdot (6 \cdot 10^3)^2} = 8,9 \text{ MPa}$$

Relativt slankhetstal:

$$\lambda_{\text{rel},z} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{\text{cr},z}}} = \sqrt{\frac{24,5}{8,91}} = 1,66$$

Faktor k:

$$k_z = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \beta_c \cdot (\lambda_{\text{rel},z} - 0,3) + \lambda_{\text{rel},z}^2 \right] = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + 0,1 \cdot (1,66 - 0,3) + 1,66^2 \right] = 1,94$$

Reduktionsfaktor vid knäckning:

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{\text{rel},z}^2}} = \frac{1}{1,94 + \sqrt{1,94^2 - 1,66^2}} = 0,34$$

Kontrollera villkoret för knäckning kring z-axeln (SS-EN 1995-1-1 ekvation 6.23):

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} = \frac{2,39}{0,34 \cdot 17,64} = 0,4 < 1 \quad \text{OK}$$

c) Dragband

Använd dragband med diametern $d = 24 \text{ mm}$ ($A_{\text{net}} = 353 \text{ mm}^2$) i takets stagningssystem.
Använd dimensioneringsreglerna för skruvar eftersom dragbandens ändrar är gängade:

$$T_{\text{Ed}} = 99,9 \text{ kN}$$

Bestäm bärförmågan (SS-EN 1993-1-8, tabell 3.4):

$$T_{\text{Rd}} = \frac{A_{\text{net}} \cdot f_{\text{uk}} \cdot 0,9}{\gamma_{\text{M2}}} = \frac{353 \cdot 500 \cdot 0,9}{1,2} = 132375 \text{ N}$$

Kontrollera villkoret för dragning (SS-EN 1993-1-1, ekvation 6.5):

$$\frac{T_{\text{Ed}}}{T_{\text{Rd}}} = \frac{99,9}{132,38} = 0,75 < 1 \quad \text{OK}$$

7.6 Väggen stagningssystem

Väggens stagningssystem belastas av en punktlast som är summan av stödreaktionerna från takets stagningssystem och avstyvningslasten som verkar på pelarna.

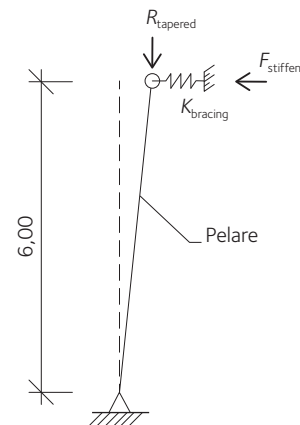
Beräkna avstyvningslasten på pelarna med hjälp av den statiska modellen nedan, se *Limträhandbok Del 2, kapitel 13, sidan 170*:

$$R_{\text{tapered}} = q_{\text{ver},2} \cdot \frac{l_{\text{tot}}}{2} = 13,68 \cdot \frac{20}{2} = 137 \text{ kN}$$

$$F_{\text{stiffen}} = \frac{n \cdot R_{\text{tapered}}}{100} = \frac{4 \cdot 137}{100} = 5,5 \text{ kN}$$

$$K_{\text{min}} = 2 \cdot n \cdot \frac{R_{\text{tapered}}}{h} = 2 \cdot 4 \cdot \frac{137}{6,8} = 160,9 \text{ N/mm}$$

$$K_{\text{bracing}} = \frac{E_{\text{steel}} \cdot A_{\text{tierod}} \cdot (\cos(48,5^\circ))^3}{h} = \frac{210000 \cdot \frac{\pi \cdot 27^2}{4} \cdot \cos(48,5^\circ)^3}{6,8 \cdot 10^3} = 5144,2 \text{ N/mm}$$



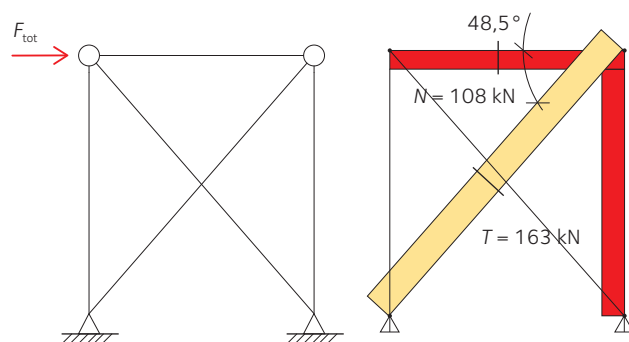
Kontrollera villkoret för stabiliserande kraft:

$$K_{\text{bracing}} = 5144,2 \text{ N/mm} > K_{\text{min}} = 160,9 \text{ N/mm} \quad \text{OK}$$

a) Trycksträva

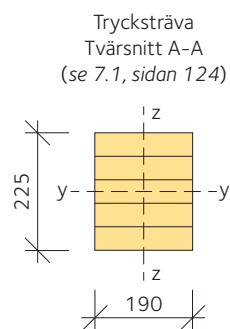
Beräkna normalkraften:

$$F_{\text{tot}} = R_{\text{roof}} + F_{\text{stiffen}} = 102,3 + 5,5 = 107,8 \text{ kN}$$



Kontrollera på nytt trycksträvan 190 × 225 mm.
Beakta också avstynningslasten:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h} = \frac{107,8 \cdot 10^3}{190 \cdot 225} = 2,52 \text{ MPa}$$



Kontrollera villkoret för knäckning kring z-axeln (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.23):

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} = \frac{2,52}{0,34 \cdot 17,64} = 0,42 < 1 \quad \text{OK}$$

b) Dragband

Använd dragband med diametern $d = 27 \text{ mm}$ ($A_{\text{net}} = 459 \text{ mm}^2$) i väggens stagningssystem:

$$T_{Ed} = 162,7 \text{ kN}$$

Bestäm bärförmågan (SS-EN 1993-1-8, tabell 3.4):

$$T_{Rd} = \frac{A_{\text{net}} \cdot f_{uk} \cdot 0,9}{\gamma_{M2}} = \frac{459 \cdot 500 \cdot 0,9}{1,2} = 172125 \text{ N}$$

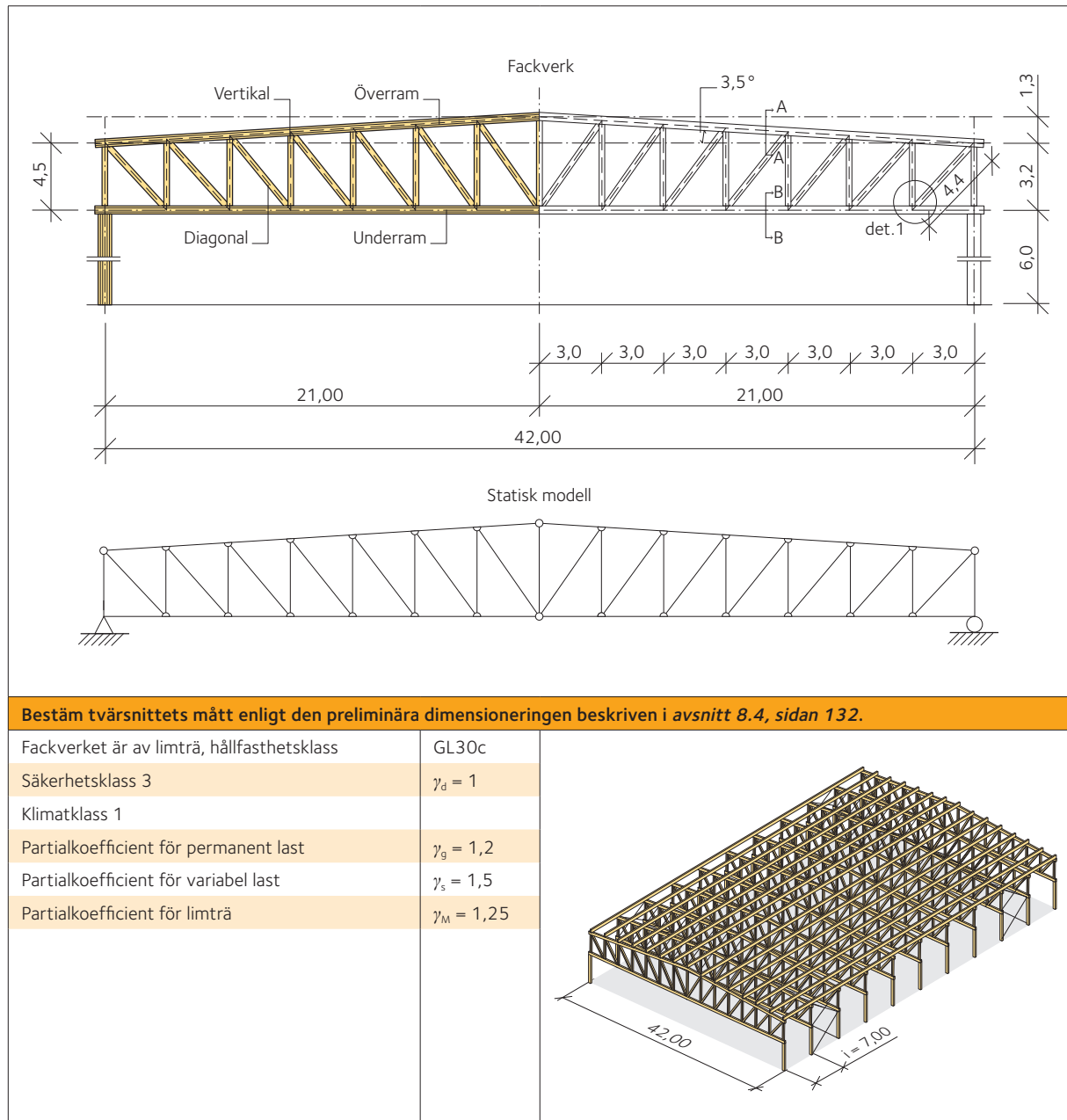
Kontrollera villkoret för dragning (SS-EN 1993-1-1, ekvation 6.5):

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{162,7}{172,1} = 0,95 < 1 \quad \text{OK}$$

Exempel 8: Fackverk

8.1 Konstruktion, mått och dimensioneringsunderlag

Dimensionera fackverket enligt nedan.



8.2 Laster

Beakta följande laster vid dimensionering:

Fackverk

$$g_{k,1} = 2,4 \text{ kN/m}$$

Övrig permanent last

$$G_{k,2} = 0,6 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{k,2} = G_{k,2} \cdot i \cdot 1,1 = 0,6 \cdot 7 \cdot 1,1 = 4,62 \text{ kN/m}$$

Snölast

$$S_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$s_k = S_k \cdot i \cdot \mu \cdot 1,1 = 1,5 \cdot 7 \cdot 0,853 \cdot 1,1 = 9,85 \text{ kN/m}$$

Faktorn 1,1 i ekvationerna ovan beaktar att sekundärbalkarna är kontinuerliga över primärbalkarna.

8.3 Lastkombinationer

Beakta två lastkombinationer (SS-EN 1990, avsnitt 6.4.3 och SS-EN 1991-1-3, avsnitt 5.3.3):

Kombination 1 (egentyngd, permanent last, $k_{\text{mod}} = 0,6$):

$$q_{\text{dl}} = \gamma_d \cdot [\gamma_g \cdot (g_{k,1} + g_{k,2})] = 1 \cdot 1,2 \cdot (2,4 + 4,62) = 8,42 \text{ kN/m}$$

Kombination 2 (egentyngd + snölast, medellång last, $k_{\text{mod}} = 0,8$):

$$q_{\text{dll}} = \gamma_d \cdot [\gamma_g \cdot (g_{k,1} + g_{k,2}) + \gamma_s \cdot s_k] = 1 \cdot [1,2 \cdot (2,4 + 4,62) + 1,5 \cdot 9,85] = 23,20 \text{ kN/m}$$

8.4 Preliminär dimensionering

Utför preliminär dimensionering enligt rekommendationerna i *Limträhandbok Del 2, avsnitt 8.2, sidan 123*:

Nockhöjd:

$$h_{\text{apex}} = \frac{l_{\text{tot}}}{10} = \frac{42}{10} = 4,2 \text{ m} \rightarrow h_{\text{apex}} = 4,5 \text{ m}$$

Höjd vid upplag:

$$h_{\text{edge}} = h_{\text{apex}} - \frac{l_{\text{tot}}}{2} \cdot \sin(\alpha) = 4,5 - \frac{42}{2} \cdot \sin(3,5^\circ) = 3,22 \text{ m} \rightarrow h_{\text{edge}} = 3,2 \text{ m}$$

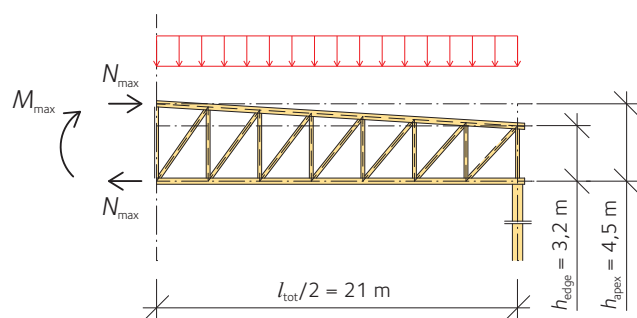
Den största påkänningen på ramstängerna är i mitten av fackverket.

Max böjmoment:

$$M_{\text{max}} = \frac{q_{\text{dll}} \cdot l_{\text{tot}}^2}{8} = \frac{23,20 \cdot 42^2}{8} = 5116,6 \text{ kNm}$$

Max normalkraft:

$$N_{\text{max}} = \frac{M_{\text{max}}}{h_{\text{apex}}} = \frac{5116,6}{4,5} = 1137 \text{ kN}$$



Över- och underram:

$$A = \frac{N_{\max}}{0,7 \cdot f_{t,0,d}} = \frac{1137 \cdot 10^3}{0,7 \cdot 12,5} = 129946 \text{ mm}^2$$

$$d = \sqrt{A} = 360 \text{ mm} \rightarrow h = 360 \text{ mm} \quad b = 355 \text{ mm}$$

Välj gärna ett tvärsnitt med stor bredd för att få plats för flera inslitsade stålplåtar. Använd reduktionsfaktorn 0,7 för att beakta förminskning av tvärsnittsarean som förorsakas av slitsarna och hålen.

Upplagsreaktionen är:

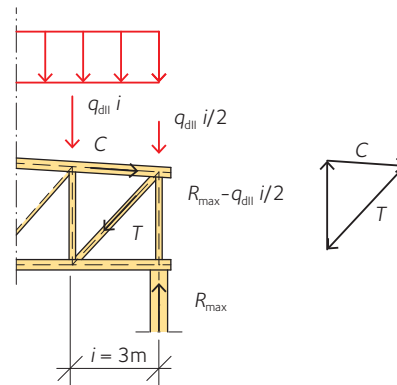
$$R_{\max} = \frac{q_{\text{dill}} \cdot l_{\text{tot}}}{2} = 482 \text{ kN}$$

$$R_{\max} - \frac{q_{\text{dill}} \cdot i}{2} = 448 \text{ kN}$$

Upplagsreaktionen genererar följande inre krafter:

$$C = 398 \text{ kN}$$

$$T = 581 \text{ kN}$$

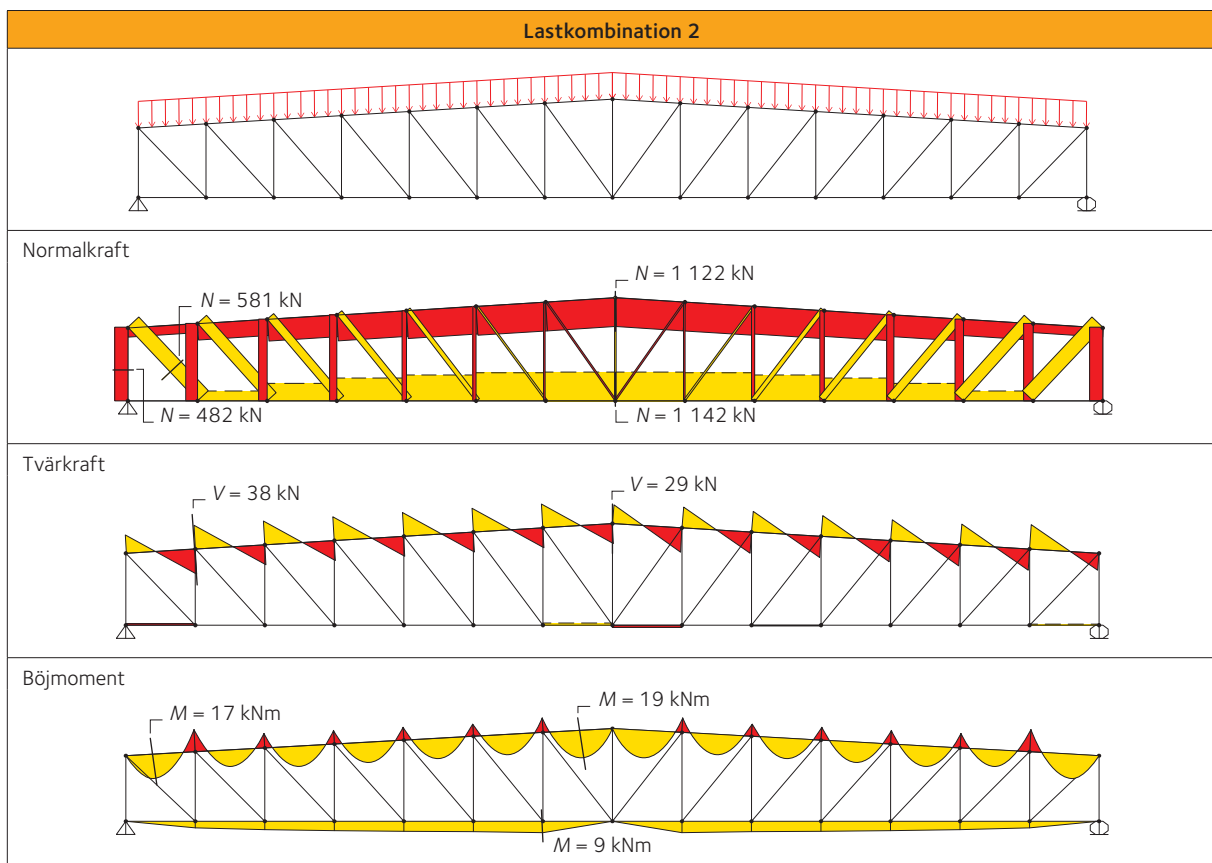


Vertikaler och diagonaler:

$$b = 355 \text{ mm}$$

$$h_{\min} = \frac{T}{0,7 \cdot f_{t,0,d} \cdot b} = 186 \text{ mm} \rightarrow h = 225 \text{ mm}$$

8.5 Inre krafter och moment



8.6 Överram

a) Tryck parallellt med fibrerna

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{Ed}}{(b - 4 \cdot d_{plate}) \cdot (h - 3 \cdot d_{dowel})} = \frac{1122 \cdot 10^3}{(355 - 4 \cdot 8) \cdot (360 - 3 \cdot 12)} = 10,72 \text{ MPa}$$

Beräkna tryckspänningen i nettotvårsnittet. Anta att förbandet har 4 inslitsade stålplåtar som fästs med 9 dymlingar, $d = 12 \text{ mm}$, i ett gitter 3×3 .

Kontrollera villkoret för tryckspänning parallellt fibrerna (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.2):

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} = \frac{10,72}{15,68} = 0,68 < 1 \quad \mathbf{OK}$$

b) Stabilitetskontroll för samtidig böjning och tryck

Fackverket är stagat i sidled. Avståndet mellan stagpunkterna är 3 m.

Eftersom tvärsnittet är nästan kvadratisk, kontrollera endast knäckning kring y-axeln (böjmoment försakade av nedåtriktade laster reducerar också knäckhållfastheten kring till y-axeln):

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h} = \frac{1122 \cdot 10^3}{355 \cdot 360} = 8,78 \text{ kN}$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot \frac{h^2}{6}} = \frac{20 \cdot 10^6}{355 \cdot \frac{360^2}{6}} = 2,65 \text{ MPa}$$

Stabilitet kring y-axeln (utknäckning i z-riktning)

Knäcklängd:

$$l_{0,y} = 3 \text{ m}$$

Kritisk Eulerspänning:

$$\sigma_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E_{0,05} \cdot I_y}{(b \cdot h) \cdot l_{0,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 10800 \cdot \frac{355 \cdot 360^3}{12}}{355 \cdot 360 \cdot (3 \cdot 10^3)^2} = 127,91 \text{ MPa}$$

Relativt slankhetstal:

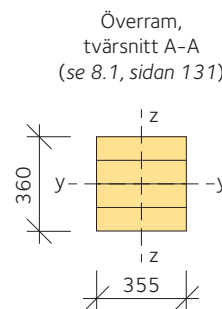
$$\lambda_{rel,y} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{24,5}{127,91}} = 0,44$$

Faktor k:

$$k_y = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2 \right] = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + 0,1 \cdot (0,44 - 0,3) + 0,44^2 \right] = 0,6$$

Reduktionsfaktor vid knäckning:

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{0,6 + \sqrt{0,6^2 - 0,44^2}} = 0,98$$



Kontrollera villkoret för knäckning kring y-axeln och böjning kring y-axeln (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.23):

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} = \frac{8,78}{0,98 \cdot 15,68} + \frac{2,65}{19,2} = 0,71 < 1 \quad \text{OK}$$

8.7 Underram

Beräkna dragspänningen i nettotvårsnittet. Anta att förbandet har 4 inslitsade stålplåtar som fästs med 9 dymlingar, $d = 12$ mm, i ett gitter 3×3 :

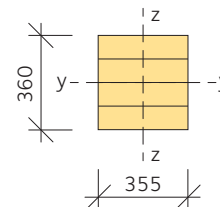
$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{Ed}}{(b - 4 \cdot d_{plate}) \cdot \frac{h^2}{6}} = \frac{9 \cdot 10^6}{(355 - 4 \cdot 8) \cdot \frac{360^2}{6}} = 1,29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_{Ed}}{(b - 4 \cdot d_{plate}) \cdot h} = \frac{1142 \cdot 10^3}{(355 - 4 \cdot 8) \cdot 360} = 9,82 \text{ MPa}$$

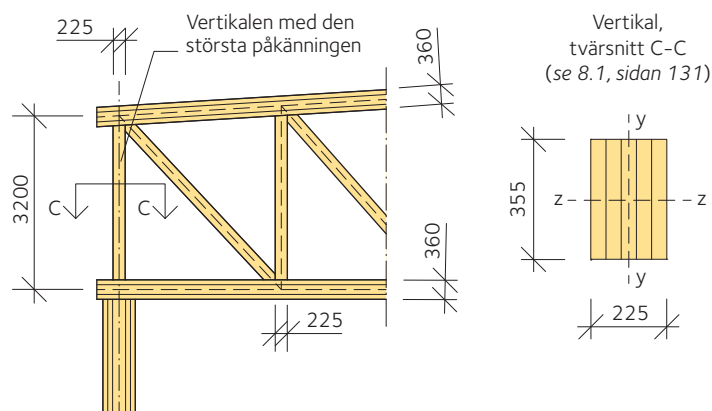
Kontrollera villkoret för samtidigt verkande böjmoment och dragning (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.17):

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} = \frac{9,82}{12,48} + \frac{1,29}{19,2} = 0,85 < 1 \quad \text{OK}$$

Underram,
tvärsnitt B-B
(se 8.1, sidan 131)



8.8 Vertikaler



$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h} = \frac{482 \cdot 10^3}{355 \cdot 225} = 6,04 \text{ MPa}$$

Stabilitet kring y-axeln (utknäckning i z-riktning)

Knäcklängd:

$$l_{0,y} = 3,2 \text{ m}$$

Kritisk Eulerspänning:

$$\sigma_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E_{0,05} \cdot I_y}{(b \cdot h) \cdot l_{0,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 10800 \cdot \frac{355 \cdot 225^3}{12}}{355 \cdot 225 \cdot (3,2 \cdot 10^3)^2} = 43,91 \text{ MPa}$$

Relativt slankhetstal:

$$\lambda_{\text{rel},y} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{\text{cr},y}}} = \sqrt{\frac{24,5}{43,91}} = 0,75$$

Faktor k :

$$k_y = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \beta_c \cdot (\lambda_{\text{rel},y} - 0,3) + \lambda_{\text{rel},y}^2 \right] = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + 0,1 \cdot (0,75 - 0,3) + 0,75^2 \right] = 0,8$$

Reduktionsfaktor vid knäckning:

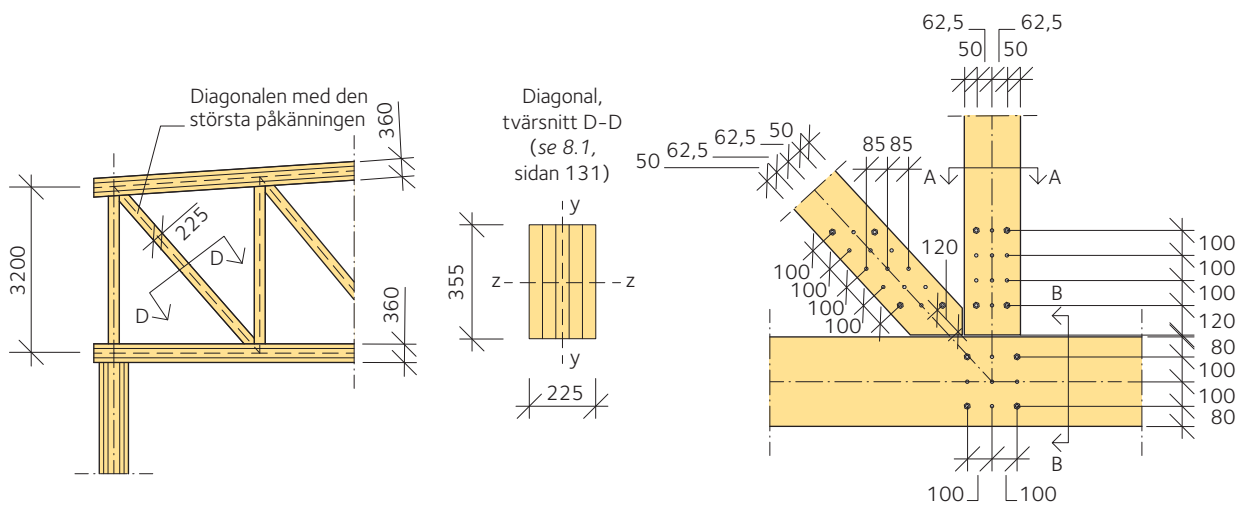
$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{\text{rel},y}^2}} = \frac{1}{0,8 + \sqrt{0,8^2 - 0,75^2}} = 0,92$$

Kontrollera villkoret för knäckning kring y -axeln (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.23):

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} = \frac{6,04}{0,92 \cdot 15,68} = 0,42 < 1 \quad \text{OK}$$

8.9 Diagonaler

Diagonalen med den största påkänningen är vid stödet.



Beräkna diagonalens spänning i nettotvärsnittet. Anta att förbandet har 4 inslitsade stålplåtar som fästs med 9 dymlingar, $d = 12$ mm, i ett gitter 3×3 . Dimensionering av förbandet visas i *exempel 21, sidan 211*.

a) Dragning parallellt med fibrerna

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{T_{\text{Ed}}}{(b - 4 \cdot d_{\text{plate}}) \cdot (h - 3 \cdot d_{\text{dowel}})} = \frac{581 \cdot 10^3}{(355 - 4 \cdot 8) \cdot (225 - 3 \cdot 12)} = 9,52 \text{ MPa}$$

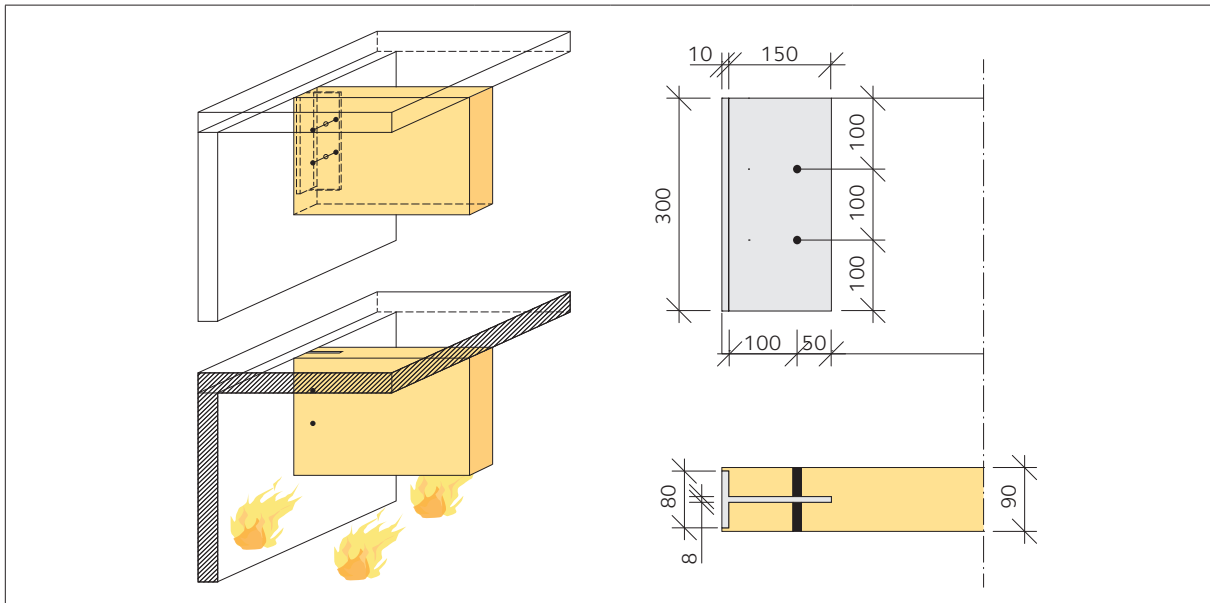
Kontrollera villkoret för dragspänning (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.1):

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} = \frac{9,52}{12,48} = 0,76 < 1 \quad \text{OK}$$

Exempel 9: Golvbalk och dess infästning. Dimensionering med hänsyn till brandklass.

9.1 Konstruktion, mått och dimensioneringsunderlag

Exemplet behandlar bärförmåga vid brand; balken är densamma som i *exempel 1, sidan 81*.
Anta att balken är fäst i väggen med hjälp av inslitsade stålplåtar och dymlingar enligt nedan.



Balken är av limträ, hållfasthetsklass	GL30c	<p>Statisk modell</p>
De inslitsade plåtarna är av stål, stålsort	S355	
Dymlingarna ($d = 12$ mm) är av stål, stålsort	S355	
Säkerhetsklass 3	$\gamma_d = 1$	
Klimatklass 1		
Balken och förbandet ska uppfylla brandklass R60 (60 minuter)		
Använd följande partialkoefficienter och ψ-faktorer vid dimensionering		
	Brottgränstillstånd	Vid brand
Partialkoefficient för permanent last	$\gamma_g = 1,2$	$\gamma_{g,fi} = 1,0$
Partialkoefficient för variabel last	$\gamma_q = 1,5$	$\gamma_{q,fi} = 1,0$
Partialkoefficient för limträ	$\gamma_M = 1,25$	$\gamma_{M,fi} = 1,0$
Partialkoefficient för förband	$\gamma_c = 1,3$	$\gamma_{c,fi} = 1,0$
ψ -faktorn vid brand	–	$\psi_{fi} = 0,5$

9.2 Laster

Beakta följande laster vid dimensionering:

Limträbalkar

$$g_{k,1} = 0,2 \text{ kN/m}$$

Övrig permanent last

$$G_{k,2} = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{k,2} = G_{k,2} \cdot i = 0,50 \cdot 0,90 = 0,45 \text{ kN/m}$$

Variabel last

$$Q_k = 2 \text{ kN/m}^2$$

$$q_k = Q_k \cdot i = 2 \cdot 0,9 = 1,8 \text{ kN/m}$$

9.3 Lastkombinationer

Beakta två lastkombinationer (SS-EN 1990, avsnitt 6.4.3):

Kombination 1 (egentyngd + variabel last, medellång last, $k_{\text{mod}} = 0,8$):

$$q_{\text{dl}} = \gamma_d \cdot [\gamma_g \cdot (g_{k,1} + g_{k,2}) + \gamma_q \cdot q_k] = 1 \cdot [1,2 \cdot (0,2 + 0,5) + 1,5 \cdot 1,8] = 3,5 \text{ kN/m}$$

Kombination 2 (egentyngd + variabel last vid brand, $k_{\text{mod,fi}} = 1,0$, $k_{\text{fi}} = 1,15$):

$$q_{\text{dII}} = \gamma_d \cdot [\gamma_{g,fi} \cdot (g_{k,1} + g_{k,2}) + \psi_{fi} \cdot \gamma_{q,fi} \cdot q_k] = 1 \cdot [1 \cdot (0,2 + 0,5) + 0,5 \cdot 1 \cdot 1,8] = 1,6 \text{ kN/m}$$

9.4 Dimensioneringsvärden för hållfasthet

Lastkombination 1 (brottgränstillstånd, utan brand):

$$f_{m,d} = \frac{f_{m,k} \cdot k_{\text{mod}}}{\gamma_M} = \frac{30 \cdot 0,8}{1,25} = 19,2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{v,d} = \frac{f_{v,k} \cdot k_{\text{mod}}}{\gamma_M} = \frac{3,5 \cdot 0,8}{1,25} = 2,24 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Lastkombination 2 (brandteknisk dimensionering):

$$f_{m,d,fi} = k_{fi} \cdot \frac{f_{m,k} \cdot k_{\text{mod,fi}}}{\gamma_{M,fi}} = 1,15 \cdot \frac{30 \cdot 1}{1} = 34,5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{v,d,fi} = k_{fi} \cdot \frac{f_{v,k} \cdot k_{\text{mod,fi}}}{\gamma_{M,fi}} = 1,15 \cdot \frac{3,5 \cdot 1}{1} = 4,02 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

9.5 Beräkningar i brottgränstillstånd (utan brand)

a) Skjuvning

$$V_{\text{Ed}} = q_{\text{dl}} \cdot \frac{l_{\text{tot}}}{2} = 3,48 \cdot \frac{6}{2} = 10,44 \text{ kN}$$

$$\pi = \frac{3 \cdot V_{\text{Ed}}}{2 \cdot (b - t_{\text{bracket}}) \cdot h} = \frac{3 \cdot 10,44 \cdot 10^3}{2 \cdot (90 - 8) \cdot 360} = 0,53 \text{ MPa}$$

Kontrollera villkoret för skjuvspänning (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.13):

$$\frac{\tau}{f_{v,d} \cdot k_{\text{cr}}} = \frac{0,53}{2,24 \cdot 0,86} = 0,28 < 1 \quad \text{OK}$$

b) Böjmoment

$$M_{\text{Ed}} = q_{\text{dl}} \cdot \frac{l_{\text{tot}}^2}{8} = 3,48 \cdot \frac{6^2}{8} = 15,66 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{6 \cdot M_{\text{Ed}}}{b \cdot h^2} = \frac{6 \cdot 15,66 \cdot 10^6}{90 \cdot 360^2} = 80,6 \text{ MPa}$$

Vippning förhindras av golvet. Kontrollera villkoret för böjspänning (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.11):

$$k_h = \left(\frac{600}{360} \right)^{0,1} = 1,05 \quad \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d} \cdot k_h} = \frac{8,06}{19,2 \cdot 1,05} = 0,4 < 1 \quad \text{OK}$$

c) Förband

$$d = 12 \text{ mm}$$

$$t_1 = \frac{b}{2} - \frac{s}{2} = \frac{90}{2} - \frac{8}{2} = 41 \text{ mm}$$

$$F_{\text{Ed}} = V_{\text{Ed}} = 10,4 \text{ kN}$$

Bärförmåga vid skjuvning för en dymling (SS-EN 1995-1-1, ekvation 8.11):

$$f_{h,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k = 0,08 \cdot (1 - 0,01 \cdot 12) \cdot 390 = 28,14 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$M_{y,\text{Rk}} = 0,3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6} = 0,3 \cdot 510 \cdot 12^{2,6} = 9,8 \cdot 10^4 \text{ Nmm}$$

$$F_{v,\text{Rk,g}} = 2 \cdot (f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d) \cdot \left(\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,\text{Rk}}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right) = 2 \cdot 28,14 \cdot 41 \cdot 12 \cdot \left(\sqrt{2 + \frac{4 \cdot 9,79 \cdot 10^4}{28,14 \cdot 12 \cdot 41^2}} - 1 \right) = 1,77 \cdot 10^4 \text{ N}$$

Kontrollera villkoret för dymlingarnas bärförmåga, två dymlingar $d = 12 \text{ mm}$:

$$F_{v,\text{Rd}} = n \cdot k_{\text{mod}} \cdot \frac{F_{v,\text{Rk,g}}}{\gamma_c} = 2 \cdot 0,8 \cdot \frac{17,7}{1,3} = 22,7 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{\text{Ed}}}{F_{v,\text{Rd}}} = \frac{10,44}{22,68} = 0,46 < 1 \quad \text{OK}$$

Beräkningarna i bruksgränstillstånd utförs i *exempel 1, sidan 81*.

Observera att vibrationerna vanligtvis är utslagsgivande för fritt upplagda golvbalkar.

9.6 Beräkningar i brottgränstillstånd, brandteknisk dimensionering

a) Effektivt tvärsnitt efter 60 minuters brand, exponering från tre sidor

Inbränningshastighet (SS-EN 1995-1-2, tabell 3.1):

$$\beta_n = 0,7 \text{ mm/min}$$

Effektivt inbränningsdjup (SS-EN 1995-1-2, ekvation 4.1):

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 \cdot d_0 = 42 + 1 \cdot 7 = 49 \text{ mm}$$

där:

$$d_{char,n} = \beta_n \cdot R \rightarrow 0,7 \cdot 60 = 42 \text{ mm}$$

$$k_0 = 1,0 \quad d_0 = 7 \text{ mm}$$

Effektiva tvärsnittets dimensioner:

$$h_{final} = h - d_{ef} = 360 - 49 = 311 > 300 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

$$b_{final} = b - 2 \cdot d_{ef} = 90 - 2 \cdot 49 = -8 \quad \text{EJ OK}$$

Balkens bredd behöver ökas.

Det nya tvärsnittets bredd är:

$$b = 140 \text{ mm}$$

$$b_{final} = b - 2 \cdot d_{ef} = 140 - 2 \cdot 49 = 42 \text{ mm}$$

b) Skjuvning

$$V_{Ed} = q_{dII} \cdot \frac{l_{tot}}{2} = 1,55 \cdot \frac{6}{2} = 4,65 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{3 \cdot V_{Ed}}{2 \cdot (b_{final} - t_{bracket}) \cdot h_{final}} = \frac{3 \cdot 4,65 \cdot 10^3}{2 \cdot (42 - 8) \cdot 311} = 0,66 \text{ MPa}$$

Kontrollera villkoret för skjuvspänning (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.13):

$$\frac{\tau}{f_{vd,fi} \cdot k_{cr}} = \frac{0,66}{4,02 \cdot 0,85} = 0,19 < 1 \quad \text{OK}$$

c) Böjmoment

$$M_{Ed} = q_{dII} \cdot \frac{l_{tot}^2}{8} = 1,55 \cdot \frac{6^2}{8} = 6,98 \text{ kNm}$$

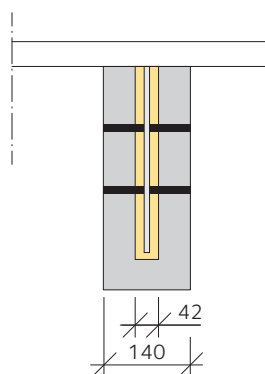
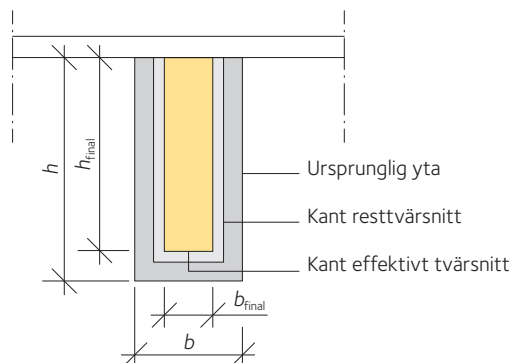
$$\sigma_{m,d} = \frac{6 \cdot M_{Ed}}{b_{final} \cdot h_{final}^2} = \frac{6 \cdot 6,98 \cdot 10^6}{42 \cdot 311^2} = 10,3 \text{ MPa}$$

Kontrollera villkoret för böjspänning (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.11):

$$k_h = \left(600 / h_{final}\right)^{0,1} = \left(600 / 311\right)^{0,1} = 1,07$$

$$f_{m,d,fi} = k_{mod,fi} \cdot \frac{f_{m,k} \cdot k_h \cdot k_{fi}}{\gamma_{M,fi}} = 30 \cdot 1,07 \cdot 1,15 = 36,8 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d,fi}} = \frac{10,3}{36,8} = 0,28 < 1 \quad \text{OK}$$

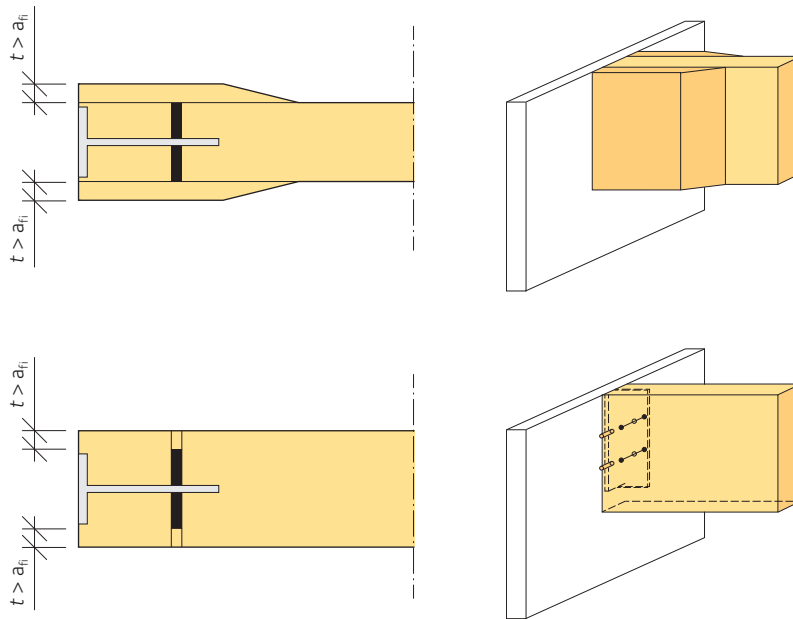


d) Förband

Ett oskyddat förband antas ha brandmotstånd $t_{d,fi} = 20$ minuter, se *Limträhandbok Del 2, tabell 16.3, sidan 244*.
Kontrollera minsta erforderlig tjocklek, t , för pålimmade skivor eller träpluggar, se *Limträhandbok Del 2, ekvation 16.13, sidan 244*:

$$a_{fi} = \beta_n \cdot k_{flux} \cdot (t_{req} - t_{d,fi}) = 0,7 \cdot 1,5 \cdot (60 - 20) = 42 \text{ mm}$$

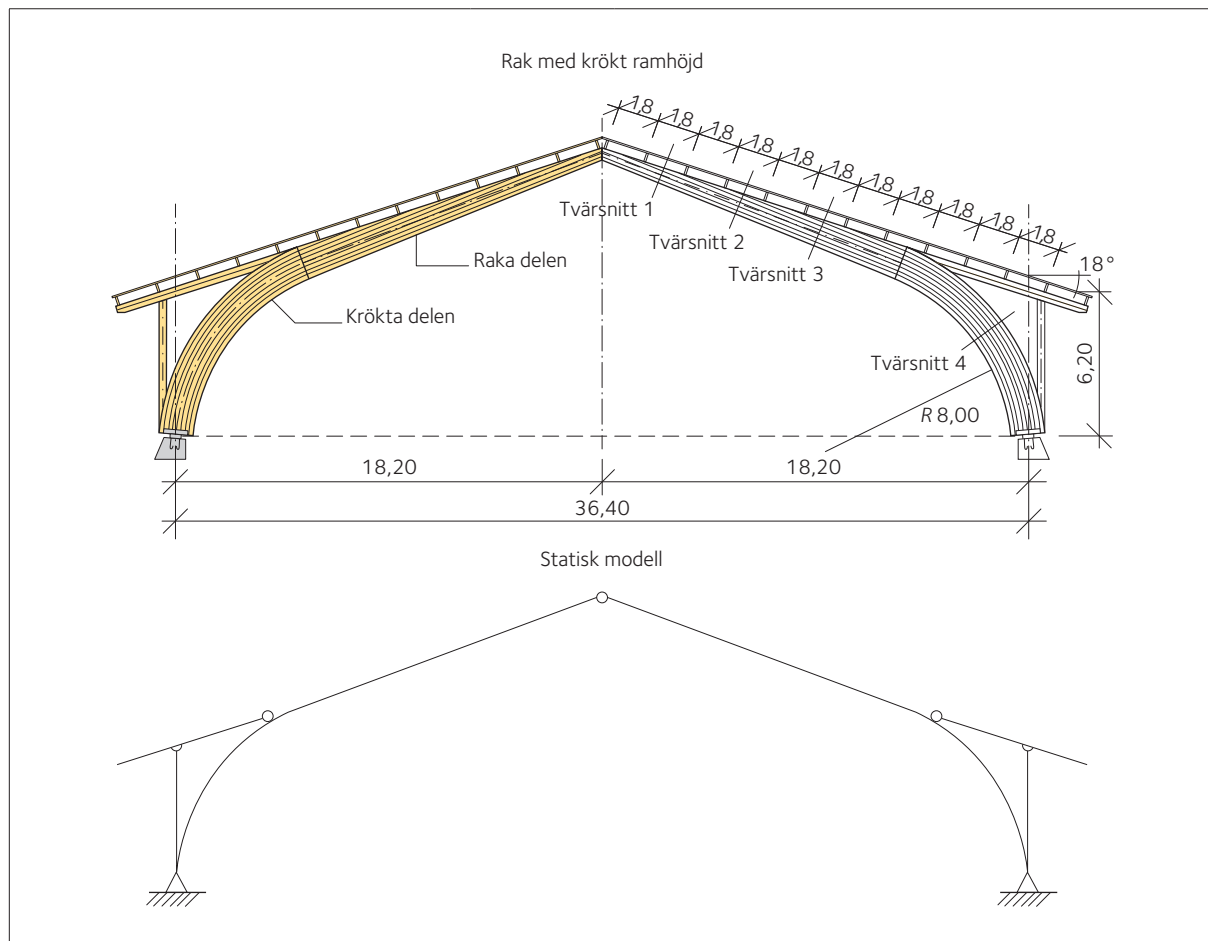
Dymplingarna ska aldrig exponeras för brand. De ska därför skyddas med pålimmade skivor eller träpluggar vars minsta tjocklek är $a_{fi} = 42$ mm.



Exempel 10: Ram med krökt ramhörn

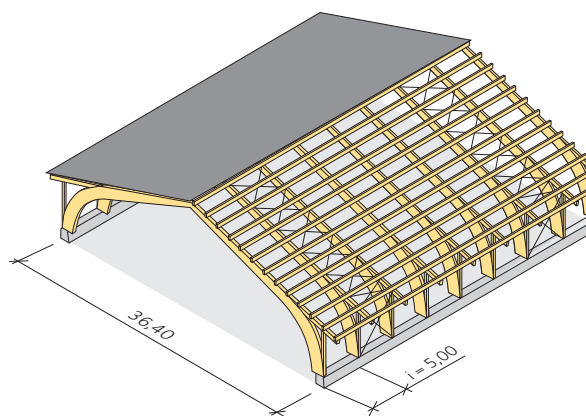
10.1 Konstruktion, mått och dimensioneringsunderlag

Dimensionera ramen med krökt ramhörn enligt nedan.



Bestäm tvärsnittets mått enligt den preliminära dimensioneringen beskriven i avsnitt 10.4, sidan 143.

Ramen är av limträ, hållfasthetsklass	GL30c
Lamelltjocklek	$t_{\text{lam}} = 33 \text{ mm}$
Säkerhetsklass 3	$\gamma_d = 1$
Klimatklass 1	
Partialkoefficient för permanent last	$\gamma_g = 1,2$
Partialkoefficient för variabel last	$\gamma_s = 1,5$
Partialkoefficient för limträ	$\gamma_M = 1,25$



10.2 Laster

Beakta följande laster vid dimensionering:

Limträramar

$$g_{k,1} = 2,3 \text{ kN/m}$$

Övrig permanent last

$$G_{k,2} = 0,6 \text{ kN/m}^2 \quad g_{k,2} = G_{k,2} \cdot i \cdot 1,1 = 0,6 \cdot 5 \cdot 1,1 = 3,3 \text{ kN/m}$$

Snölast

$$S_k = 1,5 \text{ kN/m}^2 \quad s_k = S_k \cdot i \cdot \mu \cdot 1,1 = 1,5 \cdot 5 \cdot 1,07 \cdot 1,1 = 8,8 \text{ kN/m}$$

Faktorn 1,1 i ekvationerna ovan beaktar att sekundärbalkarna är kontinuerliga över primärbalkarna.

10.3 Lastkombinationer

Beakta tre lastkombinationer (SS-EN 1990, avsnitt 6.4.3):

Kombination 1 (egentyngd, permanent last, $k_{\text{mod}} = 0,6$):

$$q_{\text{dl}} = \gamma_d \cdot [\gamma_g \cdot (g_{k,1} + g_{k,2})] = 1 \cdot 1,2 \cdot (2,3 + 3,3) = 6,72 \text{ kN/m}$$

Kombination 2 (egentyngd + symmetrisk snölast, medellång last, $k_{\text{mod}} = 0,8$):

$$q_{\text{dlIA}} = \gamma_d \cdot [\gamma_g \cdot (g_{k,1} + g_{k,2}) + \gamma_s \cdot s_k] = 1 \cdot [1,2 \cdot (2,3 + 3,3) + 1,5 \cdot 8,8] = 19,96 \text{ kN/m}$$

Kombination 3 (egentyngd + osymmetrisk snölast, här givet det mindre värdet, medellång last, $k_{\text{mod}} = 0,8$):

$$q_{\text{dlIB}} = \gamma_d \cdot [\gamma_g \cdot (g_{k,1} + g_{k,2}) + 0,5\gamma_s \cdot s_k] = 1 \cdot [1,2 \cdot (2,3 + 3,3) + 0,5 \cdot 1,5 \cdot 8,8] = 11,67 \text{ kN/m}$$

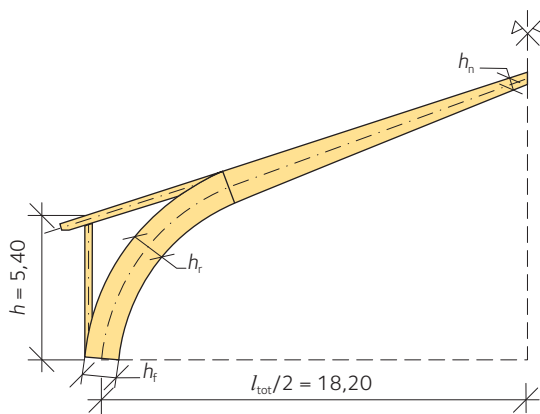
10.4 Preliminär dimensionering

Utför preliminär dimensionering enligt rekommendationerna i *Limträhandbok Del 2, kapitel 10, sidan 140*:

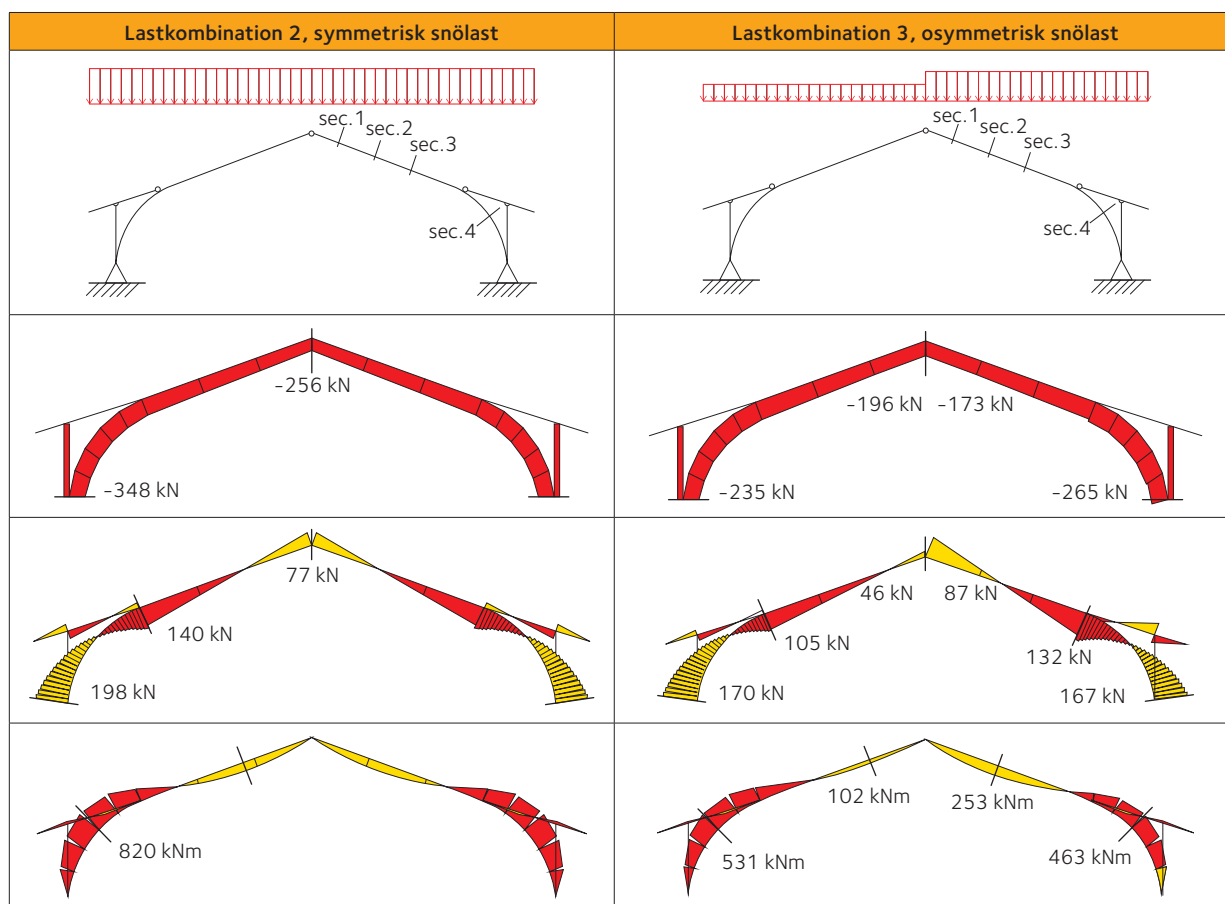
$$h_{r,\text{min}} = \frac{H}{15} + \frac{l_{\text{tot}}}{30} = \frac{5,4}{15} + \frac{36,4}{30} = 1,57 \text{ m} \quad \rightarrow \quad h_r = 1530 \text{ mm} \quad h_f = 1530 \text{ mm}$$

$$h_{n,\text{min}} = 0,3 \cdot h_{r,\text{min}} = 0,3 \cdot 1,57 = 0,47 \text{ m} \quad \rightarrow \quad h_n = 495 \text{ mm}$$

$$b_{\text{min}} = 0,15 \cdot h_{r,\text{min}} = 0,15 \cdot 1,57 = 0,24 \text{ m} \quad \rightarrow \quad b = 215 \text{ mm}$$



10.5 Inre krafter och moment



10.6 Beräkningar i brottgränstillstånd

a) Tryck parallellt fibrerna vid upplag

Kombination 2 är dimensionerande:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h_f} = \frac{348 \cdot 10^3}{215 \cdot 1530} = 1,06 \text{ MPa}$$

Kontrollera villkoret för tryckspänning parallellt med fibrerna (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.2):

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} = \frac{1,06}{15,68} = 0,07 < 1 \quad \text{OK}$$

b) Tryck parallellt med fibrerna vid ramens nock

Kombination 2 är dimensionerande:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h_n} = \frac{256 \cdot 10^3}{215 \cdot 495} = 2,40 \text{ MPa}$$

Kontrollera villkoret för tryckspänning parallellt med fibrerna (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.2):

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} = \frac{2,40}{15,68} = 0,15 < 1 \quad \text{OK}$$

c) Skjuvning vid upplag

Kombination 2 är dimensionerande:

$$\tau_d = \frac{3 \cdot V_{Ed}}{2b \cdot h_f} = \frac{3 \cdot 198 \cdot 10^3}{2 \cdot 215 \cdot 1530} = 0,9 \text{ MPa}$$

Kontrollera villkoret för skjuvspänning (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.13):

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d} \cdot k_{cr}} = \frac{0,9}{2,24 \cdot 0,86} = 0,47 < 1 \quad \text{OK}$$

d) Skjuvning vid ramens nock

Kombination 3 är dimensionerande:

$$\tau_d = \frac{3 \cdot V_{Ed}}{2b \cdot h_n} = \frac{3 \cdot 87 \cdot 10^3}{2 \cdot 215 \cdot 495} = 1,23 \text{ MPa}$$

Kontrollera villkoret för skjuvspänning (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.13):

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d} \cdot k_{cr}} = \frac{1,23}{2,24 \cdot 0,86} = 0,64 < 1 \quad \text{OK}$$

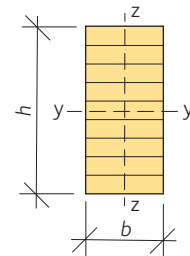
e) Stabilitetskontroll för samtidig böjning och tryck i de raka partierna (kombination 3)

Ramen är stagad i sidled. Avståndet mellan stagpunkterna är 1,80 m.

Kontrollera tvärsnitten 1, 2 och 3.

Dimensioneringsvärdena för normalkrafter och böjmoment ges i tabellen nedan.

Tvär-snitt	Tvärsnittets mått [mm]	Normalkraft N_d [kN]	Böjmoment M_d [kNm]
1	215 × 670	-253	168
2	215 × 925	-263	218
3	215 × 1175	-274	210



Kontrollera villkoret för vippning kring z-axeln och böjning kring y-axeln (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.24):

Tvär-snitt	Effektiv vippningslängd, $l_{0,z}$ [mm]	Kritisk böjspänning, $\sigma_{cr,z}$ [MPa]	Relativt slankhetstal, λ_{rel}	Reduktionsfaktor vid vippning, k_{cz}	Utnyttjandegrad $\frac{N_d}{A \cdot k_{cz} \cdot f_{cd}} + \frac{M_{yd}}{W \cdot f_{myd}}$
1	$l_{0,z,1} = 1,8$	$\sigma_{cr,z,1} = 126,73$	$\lambda_{rel,z,1} = 0,44$	$k_{cz,1} = 0,98$	$R_1 = 0,66$
2	$l_{0,z,2} = 1,8$	$\sigma_{cr,z,2} = 126,73$	$\lambda_{rel,z,2} = 0,44$	$k_{cz,2} = 0,98$	$R_2 = 0,46$
3	$l_{0,z,3} = 1,8$	$\sigma_{cr,z,3} = 126,73$	$\lambda_{rel,z,3} = 0,44$	$k_{cz,3} = 0,98$	$R_3 = 0,27$

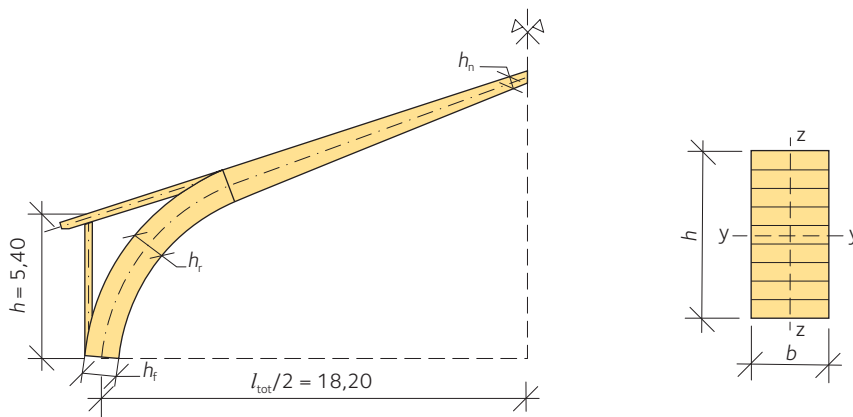
Kontrollera villkoret för vippning och knäckning kring z-axeln (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.35):

Tvär-snitt	Effektiv längd, $l_{0,z}$ [mm]	Kritisk böjspänning, $\sigma_{cr,m}$ [MPa]	Relativt slankhetstal, λ_{rel}	Reduktionsfaktor vid vippning, k_{cz}	Utnyttjandegrad $\left(\frac{M_{yd}}{W \cdot k_{crit} \cdot f_{md}}\right)^2 + \frac{N_d}{A \cdot k_{cz} \cdot f_{cd}}$
1	$l_{0,z,1} = 1,8$	$\sigma_{cr,m,1} = 291,33$	$\lambda_{rel,z,1} = 0,32$	$k_{crit,1} = 1$	$R_1 = 0,56$
2	$l_{0,z,2} = 1,8$	$\sigma_{cr,m,2} = 211,02$	$\lambda_{rel,z,2} = 0,38$	$k_{crit,2} = 1$	$R_2 = 0,38$
3	$l_{0,z,3} = 1,8$	$\sigma_{cr,m,3} = 211,02$	$\lambda_{rel,z,3} = 0,42$	$k_{crit,3} = 1$	$R_3 = 0,23$

f) Stabilitetskontroll för samtidig böjning och tryck vid krökta delen, tvärsnitt 4

$$\sigma_{m,d} = \frac{6 \cdot M_{Ed}}{b \cdot h^2} = \frac{6 \cdot 820 \cdot 10^6}{215 \cdot 1530^2} = 9,78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h} = \frac{408 \cdot 10^3}{215 \cdot 1530} = 1,24 \text{ MPa}$$



Stabilitetskontroll kring z-axeln (utknäckning i y-riktning), se *Limträhandbok Del 2, avsnitt 10.4.1, sidan 143*:

Knäcklängd:

$$l_{0,z} = 9,6 \text{ m}$$

Kritisk Eulerspänning:

$$\sigma_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E_{0,05} \cdot I_z}{A \cdot (l_{0,z})^2} = \frac{3,14^2 \cdot 10800 \cdot \frac{215^3 \cdot 1530}{12}}{215 \cdot 1530 \cdot (9,6 \cdot 10^3)^2} = 4,45 \text{ MPa}$$

Relativt slankhetstal:

$$\lambda_{rel,z} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{24,5}{4,45}} = 2,35$$

Faktor k:

$$k_z = \frac{1}{2} \cdot [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2] = \frac{1}{2} \cdot [1 + 0,1 \cdot (2,35 - 0,3) + 2,35^2] = 3,35$$

Reduktionsfaktor vid knäckning:

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = \frac{1}{3,35 + \sqrt{3,35^2 - 2,35^2}} = 0,17$$

Vipplingskontroll

Vipplingslängd:

$$l_{0,z} = 9,6 \text{ m}$$

Kritisk Eulerspänning:

$$\sigma_{\text{cr,m}} = \frac{\left(\frac{\pi}{l_{0,z}} \cdot \sqrt{E_{0,05} \cdot I_z \cdot G_{05} \cdot k_v} + \frac{E_{0,05} \cdot I_z + G_{05} \cdot k_v}{2 \cdot R} \right)}{W_y} = 34,89 \text{ MPa}$$

Relativt slankhetstal:

$$\lambda_{\text{rel,m}} = \sqrt{\frac{f_{\text{m,k}}}{\sigma_{\text{cr,m}}}} = \sqrt{\frac{30}{34,89}} = 0,93$$

Reduktionsfaktor vid vippning:

$$\text{för } 0,75 < \lambda < 1,4 \rightarrow k_{\text{crit}} = 1,56 - 0,75 \cdot \lambda_{\text{rel,m}} = 0,86$$

Förminska böjdraghållfastheten parallellt fibrerna med faktorn k_r (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.49):

$$\frac{R}{t_{\text{lam}}} = \frac{8 \cdot 10^3}{33,33} = 240,02$$

$$k_r = 1,0$$

Kontrollera villkoret för knäckning kring z-axeln och böjning kring y-axeln (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.24):

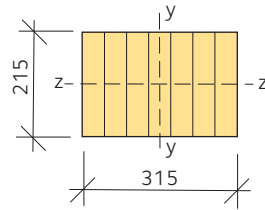
$$\frac{\sigma_{\text{c},0,\text{d}}}{k_{\text{c,z}} \cdot f_{\text{c},0,\text{d}}} + 0,7 \cdot \frac{\sigma_{\text{m,d}}}{k_r \cdot f_{\text{m,d}}} = \frac{1,24}{0,17 \cdot 15,68} + 0,7 \cdot \frac{9,78}{1 \cdot 19,2} = 0,82 < 1 \quad \text{OK}$$

Kontrollera villkoret för vippning och knäckning kring z-axeln och böjning kring y-axeln (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.35):

$$\left(\frac{\sigma_{\text{m,d}}}{k_r \cdot k_{\text{crit}} \cdot f_{\text{m,d}}} \right)^2 + \frac{\sigma_{\text{c},0,\text{d}}}{k_{\text{c,z}} \cdot f_{\text{c},0,\text{d}}} = \left(\frac{9,78}{1 \cdot 0,86 \cdot 19,2} \right)^2 + \frac{1,24}{0,17 \cdot 15,68} = 0,82 < 1 \quad \text{OK}$$

g) Rammen

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h} = \frac{128 \cdot 10^3}{315 \cdot 215} = 1,90 \text{ MPa}$$



Stabilitetskontroll kring z-axeln (utknäckning i y-riktning):

Knäcklängd:

$$l_{0,z} = 6,2 \text{ m}$$

Kritisk Eulerspänning:

$$\sigma_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E_{0,05} \cdot I_z}{(b \cdot h) \cdot l_{0,z}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 10800 \cdot \frac{315 \cdot 215^3}{12}}{315 \cdot 215 \cdot (6,2 \cdot 10^3)^2} = 10,67 \text{ MPa}$$

Relativt slankhetstal:

$$\lambda_{rel,z} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{24,5}{10,67}} = 1,52$$

Faktor k:

$$k_z = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2 \right] = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + 0,1 \cdot (1,52 - 0,3) + 1,52^2 \right] = 1,71$$

Reduktionsfaktor vid knäckning:

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = \frac{1}{1,71 + \sqrt{1,71^2 - 1,52^2}} = 0,4$$

Kontrollera villkoret för knäckning kring z-axeln (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.24):

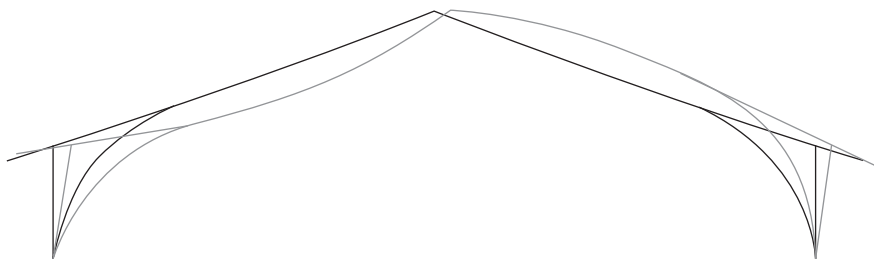
$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} = \frac{1,90}{0,4 \cdot 15,68} = 0,30 < 1 \quad \mathbf{OK}$$

h) Stabilitetskontroll i ramens plan för samtidig böjning och tryck

Tvärsnittet med den största påkänningen är tvärsnitt 4:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h} = \frac{408 \cdot 10^3}{215 \cdot 1530} = 1,24 \text{ MPa} \quad \sigma_{m,d} = \frac{6 M_{Ed}}{b \cdot h^2} = \frac{6 \cdot 820 \cdot 10^6}{215 \cdot 1530^2} = 9,78 \text{ MPa}$$

Motsvarande knäckningsmodell visas nedan.



Stabilitet kring y-axeln (utknäckning i z-riktning)

Bestäm den kritiska normalkraften med hjälp av Finita elementmetoden.

Kritisk normalkraft:

$$N_{cr} = 4304,4 \text{ kN}$$

Relativt slankhetstal:

$$\lambda_{rel,y} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\frac{N_{cr}}{A}}} = \sqrt{\frac{24,5}{\frac{4304,4 \cdot 10^3}{328950}}} = 1,37$$

Faktor k :

$$k_y = 0,5 \cdot \left[1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[1 + 0,1 \cdot (1,37 - 0,3) + 1,37^2 \right] = 1,49$$

Reduktionsfaktor vid knäckning:

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{1,49 + \sqrt{1,49^2 - 1,37^2}} = 0,48$$

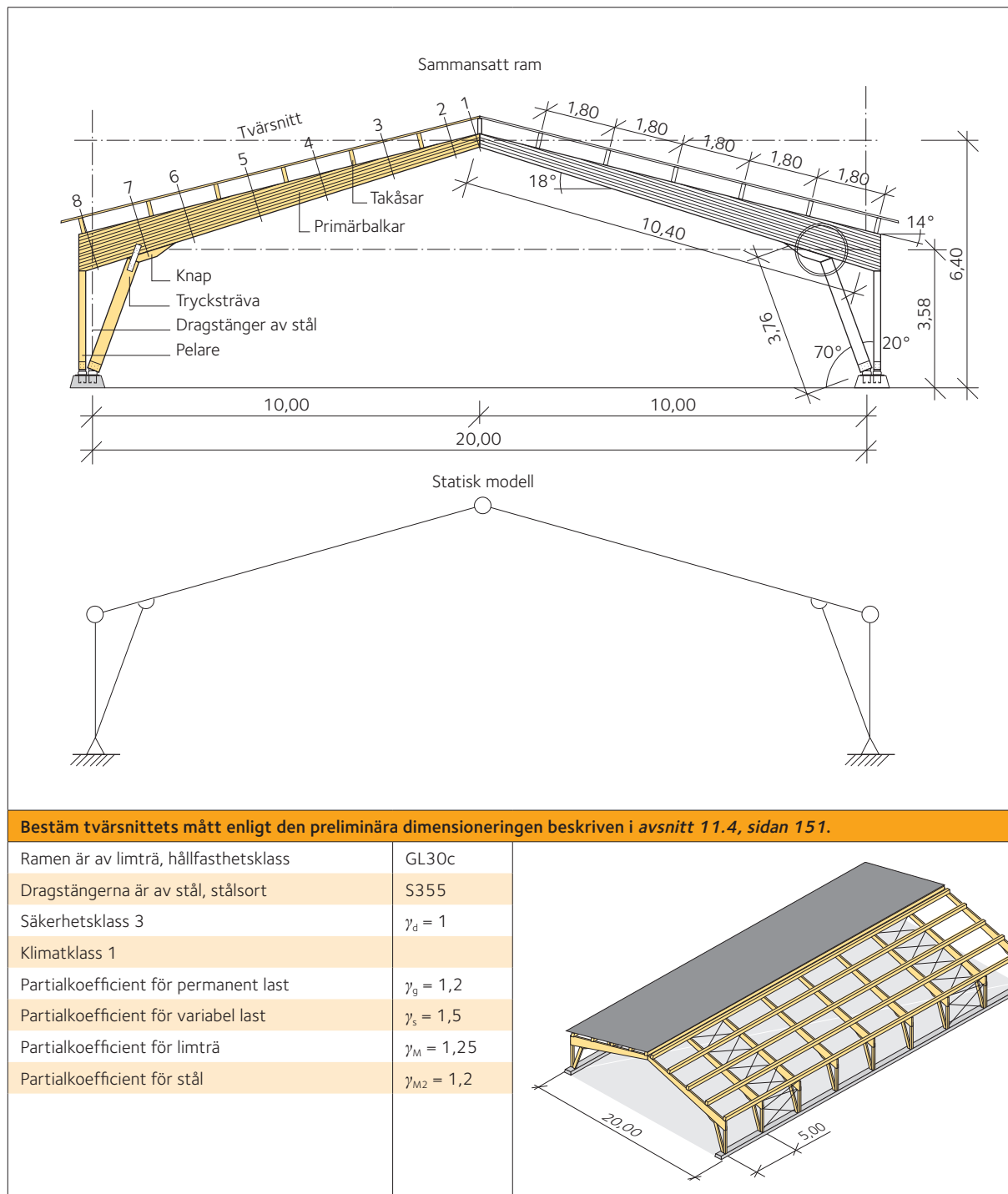
Kontrollera villkoret för knäckning kring y-axeln och böjning kring y-axeln (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.23):

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = \frac{1,90}{0,48 \cdot 15,68} + \frac{9,78}{19,2} = 0,76 < 1 \quad \text{OK}$$

Exempel 11: Sammansatt ram

11.1 Konstruktion, mått och dimensioneringsunderlag

Dimensionera den sammansatta ramen enligt nedan.



11.2 Laster

Beakta följande laster vid dimensionering:

Limträramar

$$g_{k,1} = 0,76 \text{ kN/m}$$

Övrig permanent last

$$G_{k,2} = 0,7 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{k,2} = G_{k,2} \cdot i \cdot 1,1 = 0,7 \cdot 5 \cdot 1,1 = 3,85 \text{ kN/m}$$

Snölast

$$S_k = 2,0 \text{ kN/m}$$

$$\text{Läsida } s_{k,l} = S_k \cdot i \cdot \mu \cdot 1,1 = 2,0 \cdot 5 \cdot 1,01 \cdot 1,1 = 11,1 \text{ kN/m}$$

$$\text{Lovartsida } s_{k,r} = S_k \cdot i \cdot \mu \cdot 1,1 = 2,0 \cdot 5 \cdot 0,8 \cdot 1,1 = 8,8 \text{ kN/m}$$

Faktorn 1,1 i ekvationerna ovan beaktar att sekundärbalkarna är kontinuerliga över primärbalkarna.

11.3 Lastkombinationer

Beakta tre lastkombinationer (SS-EN 1990, avsnitt 6.4.3):

Kombination 1 (egentyngd, permanent last, $k_{\text{mod}} = 0,6$):

$$q_{dl} = \gamma_d \cdot [\gamma_g \cdot (g_{k,1} + g_{k,2})] = 1 \cdot 1,2 \cdot (0,76 + 3,85) = 5,53 \text{ kN/m}$$

Kombination 2 (egentyngd + symmetrisk snölast, medellång last, $k_{\text{mod}} = 0,8$):

$$\text{Läsida } q_{dIIA,l} = \gamma_d \cdot [\gamma_g \cdot (g_{k,1} + g_{k,2}) + \gamma_s \cdot s_{k,l}] = 1 \cdot [1,2 \cdot (0,76 + 3,85) + 1,5 \cdot 11,1] = 22,2 \text{ kN/m}$$

$$\text{Lovartsida } q_{dIIA,r} = \gamma_d \cdot [\gamma_g \cdot (g_{k,1} + g_{k,2}) + \gamma_s \cdot s_{k,r}] = 1 \cdot [1,2 \cdot (0,76 + 3,85) + 1,5 \cdot 8,8] = 18,7 \text{ kN/m}$$

Kombination 3 (egentyngd + osymmetrisk snölast; här givet det mindre värdet, medellång last, $k_{\text{mod}} = 0,8$):

$$q_{dIIb,r} = \gamma_d \cdot [\gamma_g \cdot (g_{k,1} + g_{k,2}) + 0,5\gamma_s \cdot s_{k,r}] = 1 \cdot [1,2 \cdot (0,76 + 3,85) + 0,5 \cdot 1,5 \cdot 8,8] = 12,13 \text{ kN/m}$$

11.4 Preliminär dimensionering

Utför preliminär dimensionering enligt rekommendationerna i *Limträhandbok Del 2, kapitel 10, sidan 140*:

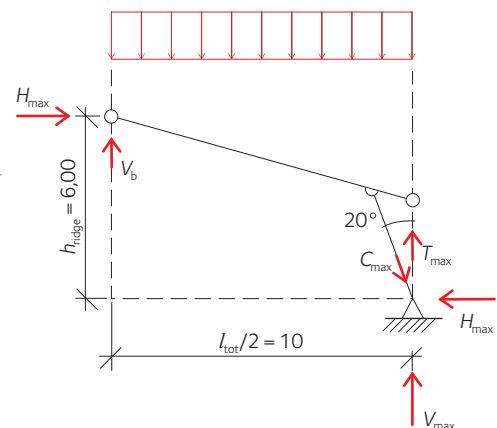
$$V_{\text{max}} = \frac{(3 \cdot q_{dIIA,l} + q_{dIIA,r}) \cdot l_{\text{tot}}}{8} = \frac{(3 \cdot 22,2 + 18,7) \cdot 20}{8} = 213,30 \text{ kN}$$

$$H_{\text{max}} = \frac{(q_{dIIA,l} + q_{dIIA,r}) \cdot l_{\text{tot}}^2}{16 \cdot f} = \frac{(22,2 + 18,7) \cdot 20^2}{16 \cdot 6} = 170,54 \text{ kN}$$

$$C_{\text{max}} = \frac{H_{\text{max}}}{\cos(70^\circ)} = \frac{170,54}{\cos(70^\circ)} = 498,62 \text{ kN}$$

$$T_{\text{max}} = C_{\text{max}} \cdot \cos(20^\circ) - V_{\text{max}} = 498,62 \cdot \cos(20^\circ) - 213,30 = 255,24 \text{ kN}$$

$$V_b = \frac{(q_{dIIA,l} - q_{dIIA,r}) \cdot l_{\text{tot}}}{8} = \frac{(22,2 - 18,7) \cdot 20}{8} = 8,66 \text{ kN}$$



Balkens tvärsnitt:

$$h_{\text{support}} = \frac{S_1 + S_2}{15} = \frac{10,41 \cdot 10^3 + 3,58 \cdot 10^3}{15} = 932,67 \text{ mm} \rightarrow h_{\text{support}} = 950 \text{ mm}$$

$$h_{\text{ridge}} = 0,3 \cdot h_{\text{support}} = 0,3 \cdot 950 = 285 \text{ mm} \rightarrow h_{\text{ridge}} = 318 \text{ mm}$$

$$b = \frac{h_{\text{support}}}{5} = \frac{950}{5} = 190 \text{ mm} \rightarrow b = 190 \text{ mm}$$

Rambenets tvärsnitt:

$$b = 190 \text{ mm}$$

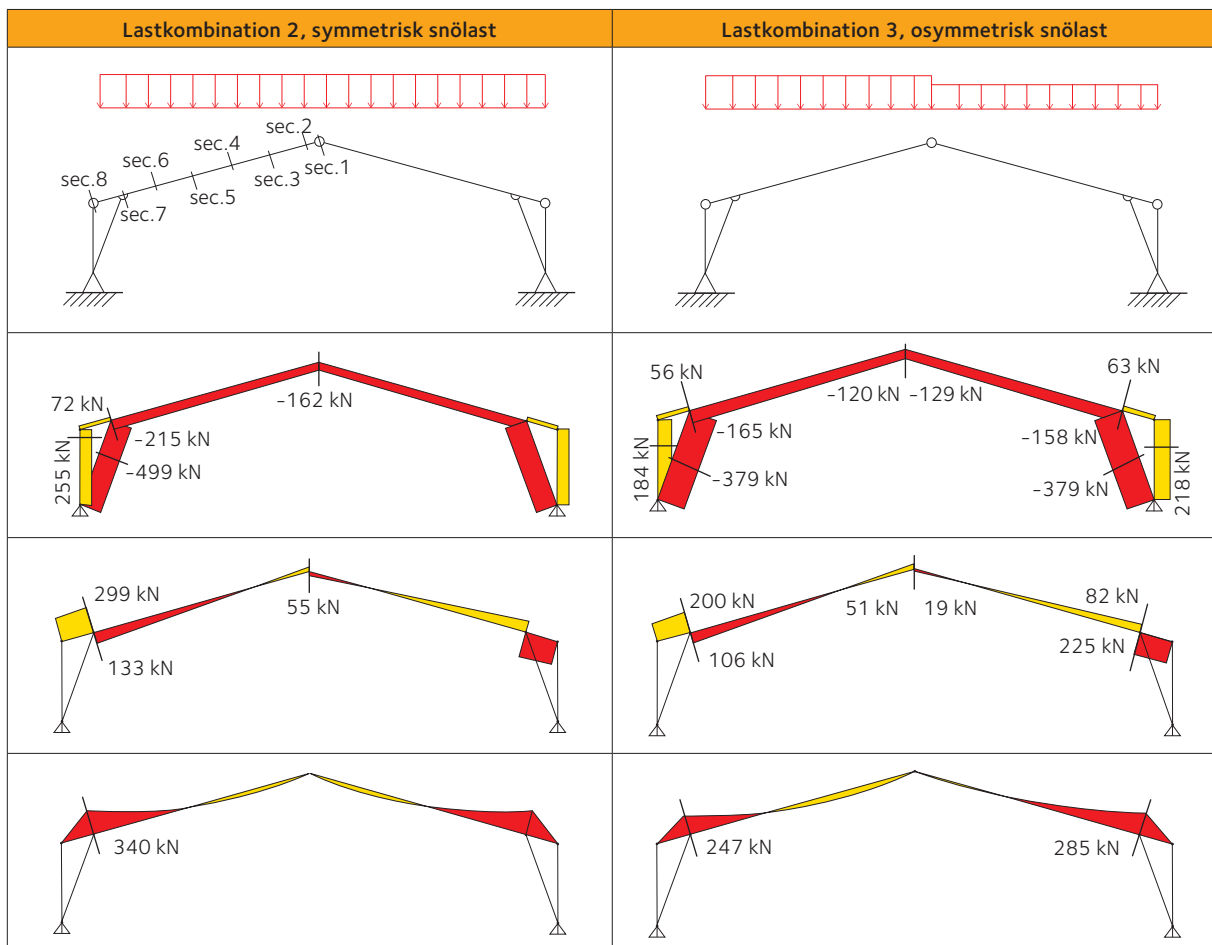
$$h = \frac{C_{\text{max}}}{k_r \cdot b \cdot f_{c,0,d}} = \frac{498,62 \cdot 10^3}{0,7 \cdot 190 \cdot 15,68} = 239,1 \text{ mm} \rightarrow h = 315 \text{ mm}$$

Faktorn k_r beaktar förminskning av bärförmåga som förorsakas av eventuell knäckning.

Dragstängernas tvärsnitt (dragstängerna består av två likadana stålstänger bredvid varandra):

$$A_{\text{net,min}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{T_{\text{max}}}{0,9 \cdot \frac{f_{\text{uk}}}{\lambda_{M2}}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{255,24 \cdot 10^3}{0,9 \cdot \frac{510}{1,2}} = 333,65 \text{ mm}^2 \rightarrow A = 452 \text{ mm}^2 \quad A_{\text{net}} = 353 \text{ mm}^2$$

11.5 Inre krafter och moment



11.6 Beräkningar av överramarna i brottgränstillstånd

a) Tryck parallellt med fibrerna

Kombination 2 är dimensionerande. Tvärsnittet med den största påkänningen är vid ramens nock (tvärsnitt 1, 190 × 318 mm):

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h} = \frac{161 \cdot 10^3}{190 \cdot 318} = 2,67 \text{ MPa}$$

Kontrollera villkoret för tryckspänning parallellt med fibrerna (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.2):

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} = \frac{2,67}{15,68} = 0,17 < 1 \quad \mathbf{OK}$$

b) Skjuvning

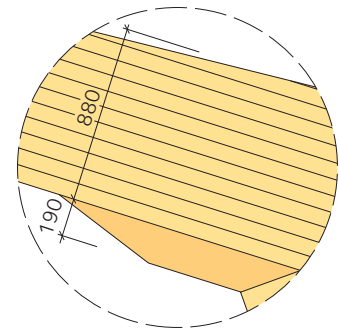
Kombination 2 är dimensionerande. Tvärsnittet med den största påkänningen är tvärsnitt 7, 190 × (880 + 190) mm:

$$\tau_d = \frac{3 \cdot V_{Ed}}{2b \cdot h} = \frac{3 \cdot 299 \cdot 10^3}{2 \cdot 190 \cdot (880 + 190)} = 2,2 \text{ MPa}$$

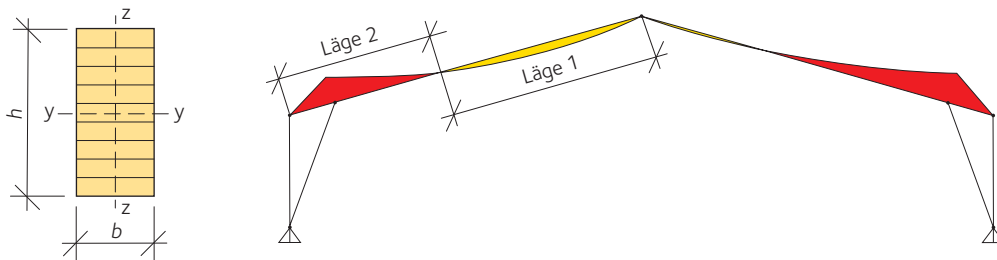
Kontrollera villkoret för skjuvspänning (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.13):

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d} \cdot k_{cr}} = \frac{2,2}{2,24 \cdot 0,86} = 1,15 > 1 \quad \mathbf{EJ OK}$$

Villkoret uppfylls inte, öka dimensionen till 190 × 1 040 eller 215 × 900.



c) Stabilitetskontroll för samtidig böjning och tryck (kombination 2)



Balken är stagad i sidled. Avståndet mellan stagpunkterna är 1,80 m. Två olika zoner med olika knäcklängder kan urskiljas, nämligen:

- Läge 1, övre kanten av balken är tryckt
- Läge 2, nedre kanten av balken är tryckt

Anta att balkens höjd är konstant mellan två stagpunkter.

Kontrollera tvärsnitten 2, 3, 4 och 7. Dimensioneringsvärdena för normalkrafter och böjmoment ges i tabellen nedan:

Tvärsnitt	Tvärsnittets mått [mm]	Normalkraft N_d [kN]	Böjmoment M_d [kNm]
2	190 × 357	-164	24
3	190 × 460	-175	68
4	190 × 571	-185	49
7	190 × 880	-216	340

Kontrollera villkoret för knäckning kring z-axeln och böjning kring y-axeln (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.24):

Tvär-snitt	Knäcklängd, $l_{0,z}$ [mm]	Kritisk böjspänning, $\sigma_{cr,z}$ [MPa]	Relativt slankhetstal, λ_{rel}	Reduktionsfaktor vid knäckning, $k_{c,z}$	Utnyttjandegrad $\frac{N_d}{A \cdot k_{c,z} \cdot f_{cd}} + \frac{M_d}{W \cdot f_{md}}$
2	$l_{0,z,2} = 1,8$	$\sigma_{cr,z,2} = 98,97$	$\lambda_{rel,z,2} = 0,5$	$k_{c,z,2} = 0,97$	$R_2 = 0,46$
3	$l_{0,z,3} = 1,8$	$\sigma_{cr,z,3} = 98,97$	$\lambda_{rel,z,3} = 0,5$	$k_{c,z,3} = 0,97$	$R_3 = 0,66$
4	$l_{0,z,4} = 1,8$	$\sigma_{cr,z,4} = 98,97$	$\lambda_{rel,z,4} = 0,5$	$k_{c,z,4} = 0,97$	$R_4 = 0,36$

Kontrollera villkoret för vippning och knäckning kring z-axeln (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.35):

Tvär-snitt	Effektiv längd, $l_{0,z}$ [mm]	Kritisk böjspänning, $\sigma_{cr,m}$ [MPa]	Relativt slankhetstal, λ_{rel}	Reduktionsfaktor vid vippning, k_{crit}	Utnyttjandegrad $\left(\frac{M_d}{W \cdot k_{crit} \cdot f_{md}}\right)^2 + \frac{N_d}{A \cdot k_{c,z} \cdot f_{cd}}$
2	$l_{0,z,2} = 1,8$	$\sigma_{cr,m,2} = 427$	$\lambda_{rel,m,2} = 0,27$	$k_{crit,2} = 1$	$R_2 = 0,25$
3	$l_{0,z,3} = 1,8$	$\sigma_{cr,m,2} = 427$	$\lambda_{rel,m,3} = 0,3$	$k_{crit,3} = 1$	$R_3 = 0,41$
4	$l_{0,z,4} = 1,8$	$\sigma_{cr,m,2} = 427$	$\lambda_{rel,m,4} = 0,34$	$k_{crit,4} = 1$	$R_4 = 0,17$
7	$l_{0,z,7} = 5,5$	$\sigma_{cr,m,2} = 427$	$\lambda_{rel,m,7} = 0,72$	$k_{crit,7} = 1$	$R_7 = 0,61$

11.7 Ramben

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h} = \frac{498,62 \cdot 10^3}{315 \cdot 190} = 8,33 \text{ MPa}$$

Stabilitetskontroll kring z-axeln (utknäckning i y-riktning):
Knäcklängd:

$$l_{0,z} = 3,76 \text{ m}$$

Kritisk Eulerspänning:

$$\sigma_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E_{0,05} \cdot I_z}{(b \cdot h) \cdot l_{0,z}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 10800 \cdot \frac{315 \cdot 190^3}{12}}{315 \cdot 190 \cdot (3,76 \cdot 10^3)^2} = 22,68 \text{ MPa}$$

Relativt slankhetstal:

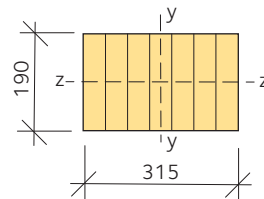
$$\lambda_{rel,z} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{24,5}{22,68}} = 1,04$$

Faktor k:

$$k_z = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2 \right] = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + 0,1 \cdot (1,04 - 0,3) + 1,04^2 \right] = 1,08$$

Reduktionsfaktor vid knäckning:

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = \frac{1}{1,08 + \sqrt{1,08^2 - 1,04^2}} = 0,74$$



Kontrollera villkoret för knäckning kring z-axeln (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.24):

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} = \frac{8,33}{0,74 \cdot 15,68} = 0,72 < 1 \quad \text{OK}$$

11.8 Dragstänger av stål

Använd stålstänger med diameter $d = 24 \text{ mm}$ ($A_{\text{net}} = 353 \text{ mm}^2$). Använd dimensioneringsreglerna för skruvar eftersom dragbandens ändrar är gängade:

$$T_{\text{Ed}} = 255,24 \text{ kN}$$

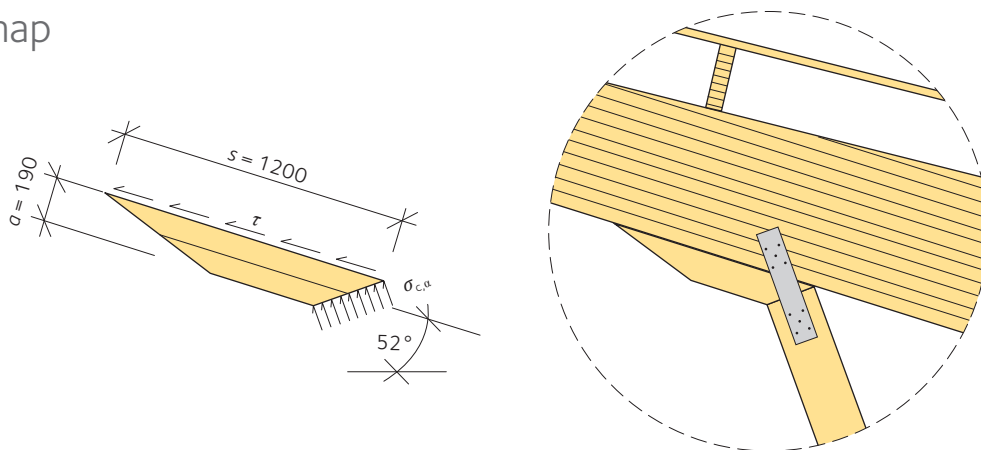
Bestäm bärförmågan (SS-EN 1993-1-8, tabell 3.4):

$$T_{\text{Rd}} = 2 \cdot \frac{A_{\text{net}} \cdot f_{\text{uk}} \cdot k_2}{\gamma_{\text{M2}}} \cdot 10^{-3} = 2 \cdot \frac{353 \cdot 510 \cdot 0,9}{1,2} \cdot 10^{-3} = 270,05 \text{ kN}$$

Kontrollera villkoret för dragning (SS-EN 1993-1-1, ekvation 6.5):

$$\frac{T_{\text{Ed}}}{T_{\text{Rd}}} = \frac{255,24}{270,05} = 0,95 < 1 \quad \text{OK}$$

11.9 Knap



a) Tryck i en vinkel α mot fibrerna

$$\sigma_{c,\alpha,d} = \frac{N_{\text{Ed}}}{b \cdot a} \cdot \cos(\alpha) = \frac{498,62 \cdot 10^3}{315 \cdot 190} \cdot \cos(52^\circ) = 5,13 \text{ MPa}$$

Tryckhållfasthet i en vinkel α mot fibrerna:

$$f_{c,\alpha,d} = \frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,d}}{1,75 \cdot f_{c,90,k}} \cdot \sin(\alpha)^2 + \cos(\alpha)^2} = \frac{15,68}{\frac{15,68}{1,75 \cdot 2,5} \cdot \sin(52^\circ)^2 + \cos(52^\circ)^2} = 6,02 \text{ MPa}$$

$f_{c,90,d}$ kan ersättas med $f_{c,90,k}$ eftersom $g_k/s_k < 0,4$, se tabell 8.11, sidan 25, 8.12, sidan 25 och 8.13, sidan 26.

Kontrollera villkoret för tryckspänning i en vinkel α mot fibrerna (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.16):

$$\frac{\sigma_{c,\alpha,d}}{f_{c,\alpha,d}} = \frac{5,13}{6,02} = 0,85 < 1 \quad \text{OK}$$

b) Skjuvning

$$\tau = \frac{N_{\text{Ed}} \cdot \cos(\alpha)}{b \cdot s} = \frac{498,62 \cdot 10^3 \cdot \cos(52^\circ)}{315 \cdot 1200} = 0,81 \text{ MPa}$$

Kontrollera villkoret för skjuvspänning, se *Limträhandbok Del 2, avsnitt 10.5.3, sidan 149*:

$$\frac{\tau}{0,5 \cdot f_{v,d}} = \frac{0,81}{0,5 \cdot 2,24} = 0,73 < 1 \quad \text{OK}$$

c) Geometriska villkor

Se *Limträhandbok Del 2, avsnitt 10.5.3, sidan 149*.

Knapens längd:

$$s = 1200 \text{ mm} > 200 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

$$s = 1200 \text{ mm} < 8 \cdot a = 1520 \text{ mm}$$

Förhållandet mellan längd och höjd:

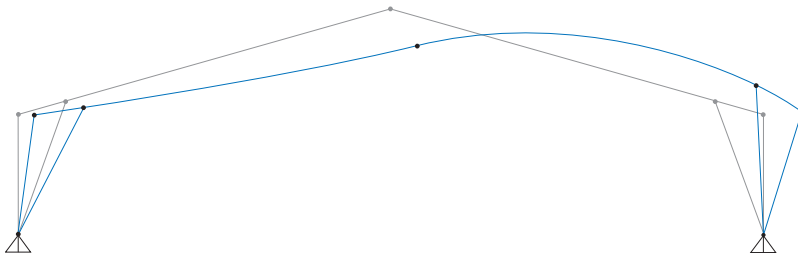
$$\frac{s}{a} = 6,32 > 6 \quad \text{OK}$$

11.10 Stabilitetskontroll i ramens plan för samtidig böjning och tryck

Kombination 2 är dimensionerande. Tvärsnittet med den största påkänningen är tvärsnitt 7, 190 × 880 mm:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{216 \cdot 10^3}{b \cdot h} = \frac{216 \cdot 10^3}{190 \cdot 880} = 1,29 \text{ MPa} \quad \sigma_{m,d} = \frac{340 \cdot 10^6}{b \cdot \frac{h^2}{6}} = \frac{340 \cdot 10^6}{190 \cdot \frac{880^2}{6}} = 13,87 \text{ MPa}$$

Motsvarande knäckningsmodell visas nedan.



Stabilitet kring y-axeln (utknäckning i z-riktning)

Bestäm den kritiska normalkraften med hjälp av Finita elementmetoden.

Kritisk normalkraft:

$$N_{cr} = 2587,2 \text{ kN}$$

Relativt slankhetstal:

$$\lambda_{rel,y} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\frac{N_{cr}}{A}}} = \sqrt{\frac{24,5}{\frac{2587,2 \cdot 10^3}{167200}}} = 1,26$$

Faktor k :

$$k_y = 0,5 \cdot \left[1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[1 + 0,1 \cdot (1,26 - 0,3) + 1,26^2 \right] = 1,34$$

Reduktionsfaktor vid knäckning:

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{1,34 + \sqrt{1,34^2 - 1,26^2}} = 0,56$$

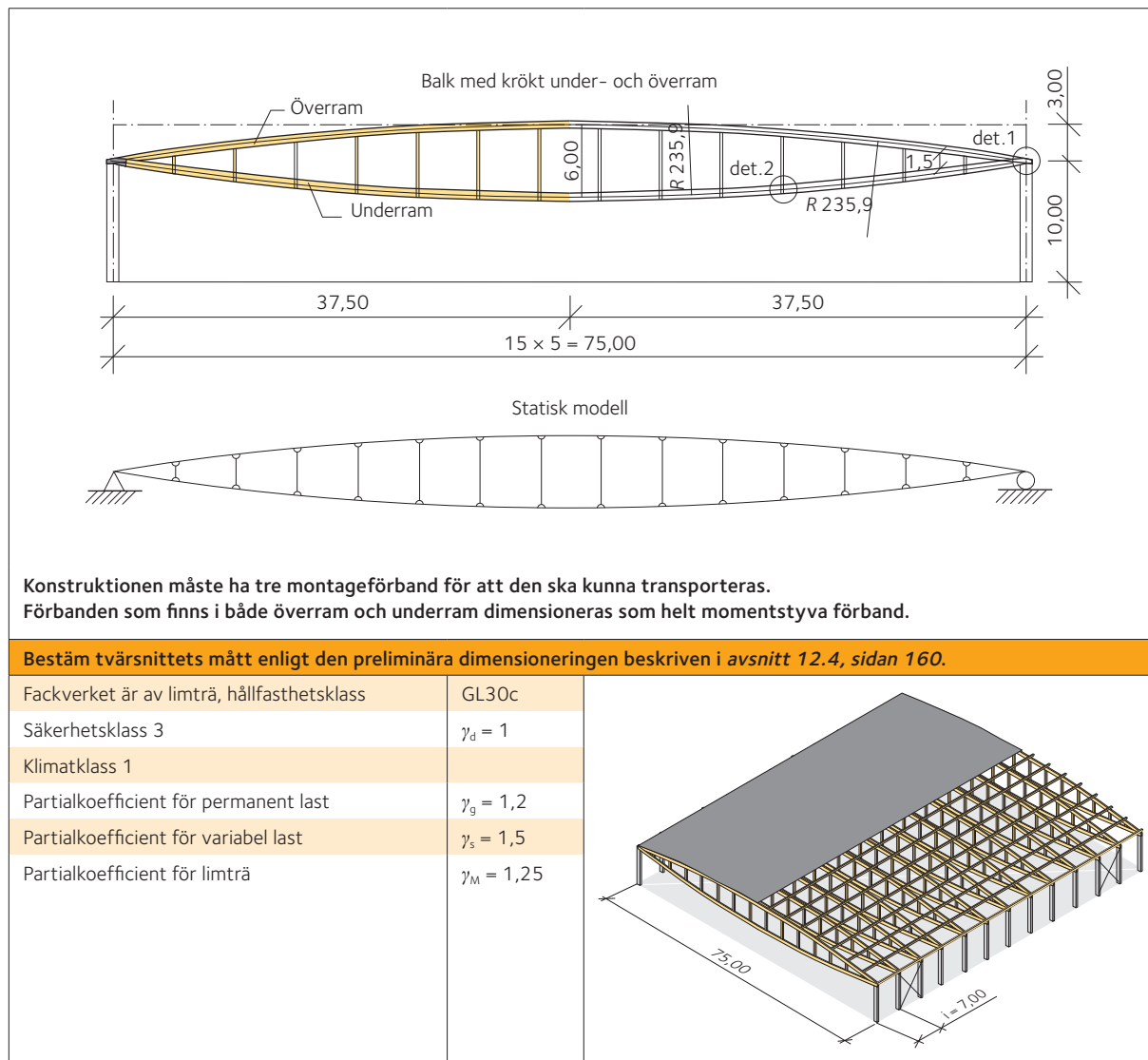
Kontrollera villkoret för knäckning kring y-axeln och böjning kring y-axeln (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.23):

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = \frac{1,29}{0,56 \cdot 15,68} + \frac{13,87}{19,2} = 0,87 < 1 \quad \text{OK}$$

Exempel 12: Balk med krökt under- och överram

12.1 Konstruktion, mått och dimensioneringsunderlag

Dimensionera fackverket med krökt under- och överram enligt nedan.

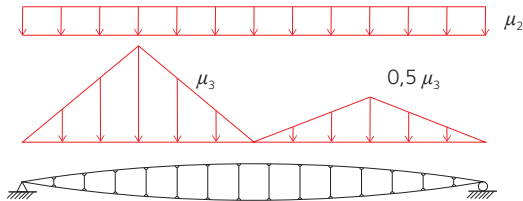


12.2 Laster

Använd följande formfaktorer för snölast (SS-EN 1991-1-3, avsnitt 6.3.8):

$$\mu_2 = 0,8$$

$$\mu_3 = 0,2 \cdot 10 \cdot \frac{h_{\text{apex}}}{l_{\text{tot}}} = 0,2 + 10 \cdot \frac{3}{75} = 0,6$$



Beakta följande laster vid dimensionering:

Limträbalkar

$$g_{k,1} = 2,8 \text{ kN/m}$$

Övrig permanent last

$$G_{k,2} = 0,7 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{k,2} = G_{k,2} \cdot i \cdot 1,1 = 0,7 \cdot 7 \cdot 1,1 = 5,4 \text{ kN/m}$$

Symmetrisk snölast

$$S_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$s_{k,s} = S_k \cdot i \cdot \mu_2 \cdot 1,1 = 1,5 \cdot 7 \cdot 0,8 \cdot 1,1 = 9,2 \text{ kN/m}$$

Osymmetrisk snölast

$$S_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$s_{k,u} = S_k \cdot i \cdot \mu_3 \cdot 1,1 = 1,5 \cdot 7 \cdot 0,6 \cdot 1,1 = 6,9 \text{ kN/m}$$

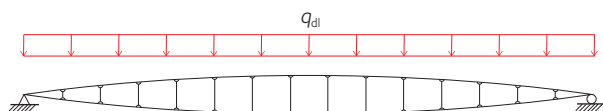
Faktorn 1,1 i ekvationerna ovan beaktar att sekundärbalkarna är kontinuerliga över primärbalkarna. Det förutsätts i detta exempel att snörasskydd saknas.

12.3 Lastkombinationer

Beakta tre lastkombinationer (SS-EN 1990, avsnitt 6.4.3):

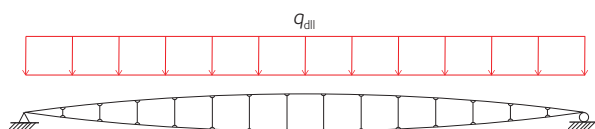
Kombination 1 (egentyngd, permanent last, $k_{\text{mod}} = 0,6$):

$$q_{\text{dl}} = \gamma_d \cdot [\gamma_g \cdot (g_{k,1} + g_{k,2})] = 1 \cdot 1,2 \cdot (2,8 + 5,4) = 9,8 \text{ kN/m}$$



Kombination 2 (egentyngd + symmetrisk snölast, medellång last, $k_{\text{mod}} = 0,8$):

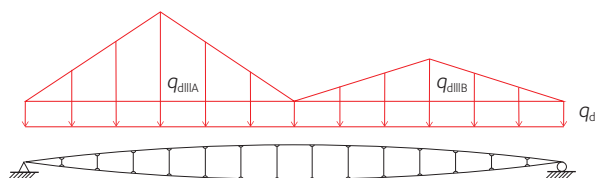
$$q_{\text{dII}} = \gamma_d \cdot [\gamma_g \cdot (g_{k,1} + g_{k,2}) + \gamma_s \cdot s_{k,s}] = 1 \cdot [1,2 \cdot (2,8 + 5,4) + 1,5 \cdot 9,2] = 23,7 \text{ kN/m}$$



Kombination 3 (egentyngd + osymmetrisk snölast, medellång last, $k_{\text{mod}} = 0,8$):

$$q_{\text{dIIIA}} = \gamma_d \cdot [\gamma_g \cdot (g_{k,1} + g_{k,2}) + \gamma_s \cdot s_{k,u}] = 1 \cdot [1,2 \cdot (2,8 + 5,4) + 1,5 \cdot 6,9] = 20,2 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{dIIIB}} = \gamma_d \cdot [\gamma_g \cdot (g_{k,1} + g_{k,2}) + \gamma_s \cdot 0,5 \cdot s_{k,u}] = 1 \cdot [1,2 \cdot (2,8 + 5,4) + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 6,9] = 15 \text{ kN/m}$$



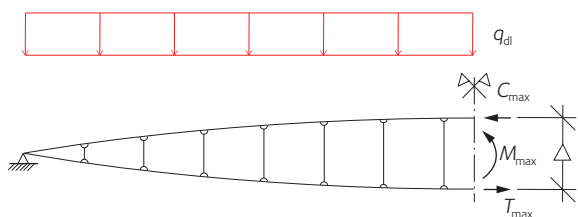
12.4 Preliminär dimensionering

Utför preliminär dimensionering enligt rekommendationerna i *Limträhandbok Del 2, avsnitt 8.2, sidan 123*:

$$\Delta = \frac{l_{\text{tot}}}{12} = 6,25 \text{ m} \rightarrow \Delta = 6 \text{ m}$$

$$M_{\text{max}} = q_{\text{dII}} \cdot \frac{l_{\text{tot}}^2}{8} = 23,7 \cdot \frac{75^2}{8} = 16655,6$$

$$C = \frac{M_{\text{max}}}{\Delta} = \frac{16656}{6} = 2776 \text{ kN} \quad T = C = 2776 \text{ kN}$$



Överram

$$b_{\min} = \frac{l_{\text{tot}}}{200} = 0,38 \text{ m} \quad \rightarrow \quad b = 430 \text{ mm}$$

$$h = \frac{C}{b \cdot f_{c,0,d} \cdot k_r} = \frac{2775,9 \cdot 10^3}{430 \cdot 15,7 \cdot 0,8} = 514,6 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad h = 630 \text{ mm}$$

Välj bredden av överramen till $b = 430 \text{ mm}$ ($> 380 \text{ mm}$) för att

- få plats för flera inslitsade stålplåtar.
- motverka vippning.

Faktorn k_r beaktar förminskning av bärförmåga som förorsakas av eventuell knäckning.

Underram

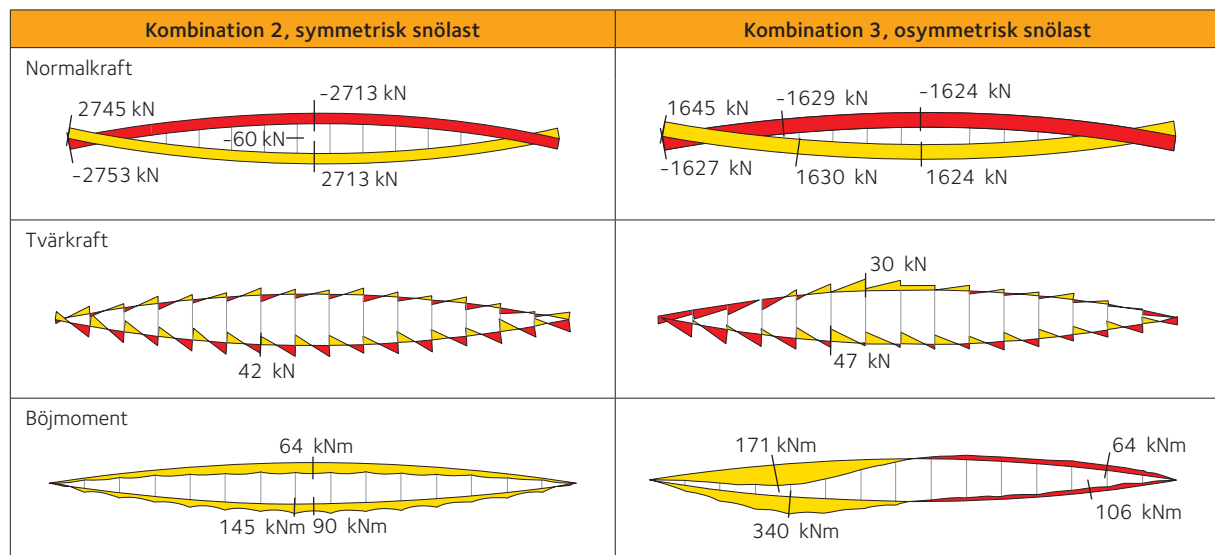
Underramen består av två separata element placerade sida vid sida. Varje element har en bredd av 190 mm.

$$b = 190 \cdot 2 = 380 \text{ mm}$$

$$h = \frac{T}{k_{\text{net}} \cdot b \cdot f_{t,0,d}} = \frac{2775,9 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 380 \cdot 12,5} = 731,7 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad h = 810 \text{ mm}$$

Faktorn k_{net} beaktar förminskning av tvärsnittsarean som förorsakas av fästdon.

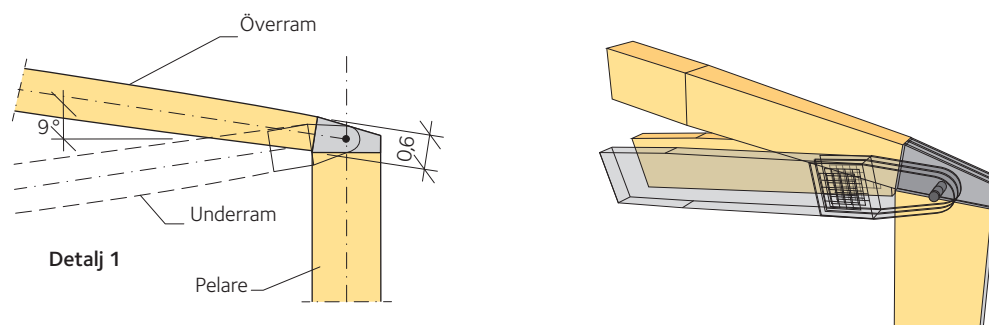
12.5 Inre krafter och moment



12.6 Beräkningar i brottgränstillstånd, överram

a) Tryck parallellt med fibrerna vid upplag

Observera att överramen avsmalnar från alla sidor mot upplaget så att det går åt mindre stål för förbandet. Tvärsnittet vid upplaget är 300 × 600 mm. Ett möjligt förband vid upplaget visas nedan.



Kombination 2 är dimensionerande:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h} = \frac{2753 \cdot 10^3}{300 \cdot 600} = 15,29 \text{ MPa}$$

Kontrollera villkoret för tryckspänning parallellt med fibrerna (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.2):

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} = \frac{15,29}{15,68} = 0,98 < 1 \quad \mathbf{OK}$$

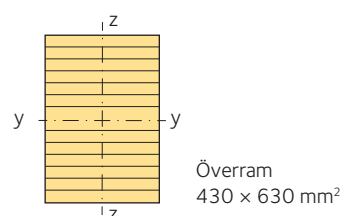
b) Stabilitetskontroll för samtidig böjning och tryck (knäckning ur konstruktionens plan)

Balken är stagad i sidled. Avståndet mellan stagpunkterna är 5 m.

Kombination 2 är dimensionerande:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h} = \frac{2713 \cdot 10^3}{430 \cdot 630} = 10,01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{6M_{Ed}}{b \cdot h^2} = \frac{6 \cdot 64 \cdot 10^6}{430 \cdot 630^2} = 2,25 \text{ MPa}$$



Stabilitet kring z-axeln och utknäckning i y-riktningen

Knäcklängd:

$$l_{0,z} = 5 \text{ m}$$

Kritisk Eulerspänning:

$$\sigma_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E_{0,05} \cdot I_z}{(b \cdot h) \cdot l_{0,z}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 10800 \cdot \frac{430^3 \cdot 630}{12}}{430 \cdot 630 \cdot (5 \cdot 10^3)^2} = 65,7 \text{ MPa}$$

Relativt slankhetstal:

$$\lambda_{rel,z} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{24,5}{65,7}} = 0,61$$

Faktor k :

$$k_z = \frac{1}{2} \cdot [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2] = \frac{1}{2} \cdot [1 + 0,1 \cdot (0,61 - 0,3) + 0,61^2] = 0,7$$

Reduktionsfaktor vid knäckning:

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = \frac{1}{0,7 + \sqrt{0,7^2 - 0,61^2}} = 0,95$$

Vipningskontroll

Effektiv vipningslängd:

$$l_{0,z} = 5 \text{ m}$$

Kritisk böjspänning:

$$\sigma_{cr,m} = \frac{0,78 \cdot b^2}{h \cdot l_{0,z}} \cdot E_{0,05} = \frac{0,78 \cdot 430^2}{630 \cdot 5 \cdot 10^3} \cdot 10800 = 494,48 \text{ MPa}$$

Relativt slankhetstal:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{cr,m}}} = \sqrt{\frac{30}{494,48}} = 0,25$$

Reduktionsfaktor vid vippning:

$$k_{crit} = 1$$

Kontrollera villkoret för knäckning kring z-axeln och böjning kring y-axeln (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.24):

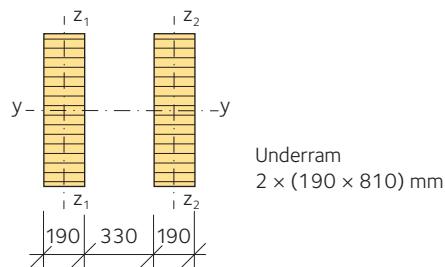
$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + 0,7 \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} = \frac{10,01}{0,95 \cdot 15,68} + 0,7 \cdot \frac{2,25}{19,2} = 0,75 < 1 \quad \text{OK}$$

Kontrollera villkoret för vippning och knäckning kring z-axeln (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.35):

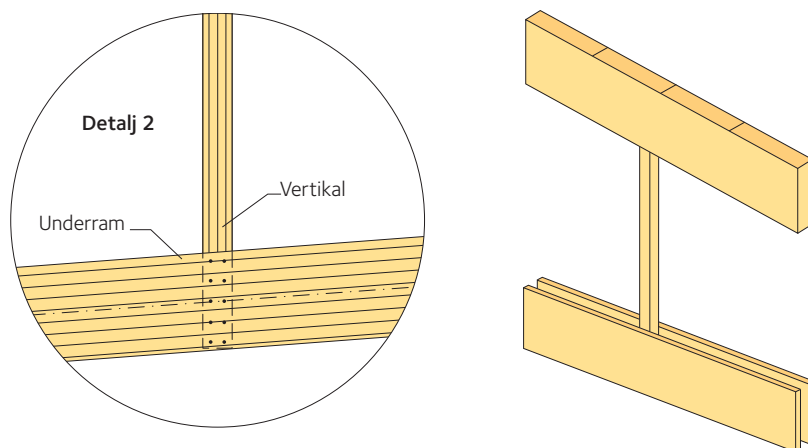
$$\left(\frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} = \left(\frac{2,25}{19,2} \right)^2 + \frac{10,01}{0,95 \cdot 15,68} = 0,68 < 1 \quad \text{OK}$$

12.7 Underram

Underramen består av två separata element.



Vertikalerna är fogade till underramen med dymlingar D12, stålsort S355.



a) Samtidigt verkande böjmoment och dragning

Kombination 2 är dimensionerande:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{6 \cdot \frac{M_{Ed}}{2}}{b \cdot h^2} = \frac{6 \cdot \frac{145 \cdot 10^6}{2}}{190 \cdot 810^2} = 3,49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{\frac{N_{Ed}}{2}}{b \cdot (h - 5 \cdot d_{\text{dowel}})} = \frac{\frac{2713 \cdot 10^3}{2}}{190 \cdot (810 - 5 \cdot 12)} = 9,5 \text{ MPa}$$

Kontrollera villkoret för samtidigt verkande böjmoment och dragning (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.17):

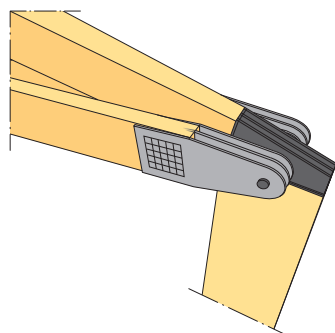
$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} = \frac{9,52}{12,48} + \frac{3,49}{19,2} = 0,94 < 1 \quad \text{OK}$$

b) Dragning vid upplag

Kombination 2 är dimensionerande.

Observera att underramen avsmalnar mot upplaget. Tvärsnittet vid upplag är $2 \times 190 \times 750$ mm. Använd dymlingar med diametern $d = 20$ mm för att foga underramen till stålplåtarna. Stålplåtarnas tjocklek är $t_s = 10$ mm.

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{\frac{N_{Ed}}{2}}{(b-t_s) \cdot (h-6 \cdot d_{dowel})} = \frac{\frac{2745 \cdot 10^3}{2}}{(190-10) \cdot (750-6 \cdot 20)} = 12,1 \text{ MPa}$$



Kontrollera villkoret för dragspänning (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.1):

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} = \frac{12,1}{12,48} = 0,97 < 1 \quad \text{OK}$$

Kontrollera vid slutgiltig dimensionering också blockskjuvning och förbandets bärförmåga. Dessa beräkningar visas inte i detta exempel.

12.8 Vertikalerna

a) Böjknäckning

Kombination 2 är dimensionerande.

Knäcklängderna är lika kring axlarna. Kontrollera därför knäckning kring z-axeln:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h} = \frac{60 \cdot 10^3}{215 \cdot 330} = 0,8 \text{ MPa}$$

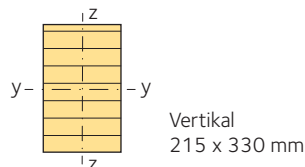
Stabilitetskontroll kring z-axeln (utknäckning i y-riktning)

Knäcklängd:

$$l_{0,z} = 6 \text{ m}$$

Kritisk Eulerspänning:

$$\sigma_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E_{0,05} \cdot I_z}{(b \cdot h) \cdot l_{0,z}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 10800 \cdot \frac{215^3 \cdot 330}{12}}{215 \cdot 330 \cdot (6 \cdot 10^3)^2} = 11,41 \text{ MPa}$$



Relativt slankhetstal:

$$\lambda_{\text{rel},z} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{\text{cr},z}}} = \sqrt{\frac{24,5}{11,41}} = 1,47$$

Faktor k :

$$k_z = \frac{1}{2} \cdot [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{\text{rel},z} - 0,3) + \lambda_{\text{rel},z}^2] = \frac{1}{2} \cdot [1 + 0,1 \cdot (1,47 - 0,3) + 1,47^2] = 1,63$$

Reduktionsfaktor vid knäckning:

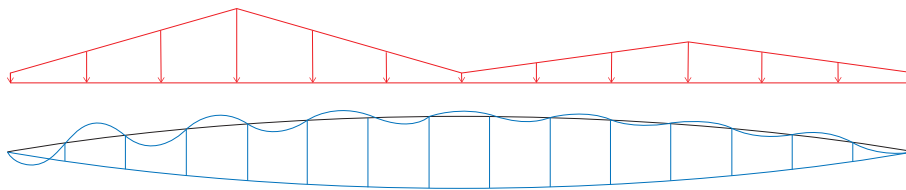
$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{\text{rel},z}^2}} = \frac{1}{1,63 + \sqrt{1,63^2 - 1,47^2}} = 0,43$$

Kontrollera villkoret för knäckning kring z-axeln och böjning kring y-axeln (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.24):

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} = \frac{0,85}{0,43 \cdot 15,68} = 0,13 < 1 \quad \text{OK}$$

12.9 Stabilitetskontroll i ramens plan

Kombination 3 är dimensionerande. Motsvarande knäckningsmodell visas nedan.



Knäckning är möjlig endast mellan konstruktionens nodpunkter. Global instabilitet kan ske bara vid högre knäckningsmoder och är därför inte relevant. I exemplet beräknas tryckspänning och böjspänning i balkens fjärdedelspunkt, i överramen, där böjmomenten har sitt största värde:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{\text{Ed}}}{b \cdot h} = \frac{1629 \cdot 10^3}{430 \cdot 630} = 6,01 \text{ kN} \quad \sigma_{m,y,d} = \frac{6M_{\text{Ed}}}{b \cdot h^2} = \frac{6 \cdot 171 \cdot 10^6}{430 \cdot 630^2} = 6,01 \text{ MPa}$$

Bestäm den kritiska normalkraften med hjälp av Finita elementmetoden.

Stabilitet kring y-axeln (utknäckning i z-riktning)

Kritisk normalkraft:

$$N_{\text{cr}} = 36143 \text{ kN}$$

Relativt slankhetstal:

$$\lambda_{\text{rel},y} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\frac{N_{\text{cr}}}{b \cdot h}}} = \sqrt{\frac{24,5}{\frac{36143 \cdot 10^3}{430 \cdot 630}}} = 0,43$$

Faktor k :

$$k_y = 0,5 \cdot \left[1 + \beta_c \cdot (\lambda_{\text{rel},y} - 0,3) + \lambda_{\text{rel},y}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[1 + 0,1 \cdot (0,43 - 0,3) + 0,43^2 \right] = 0,6$$

Reduktionsfaktor vid knäckning:

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{\text{rel},y}^2}} = \frac{1}{0,6 + \sqrt{0,6^2 - 0,43^2}} = 0,98$$

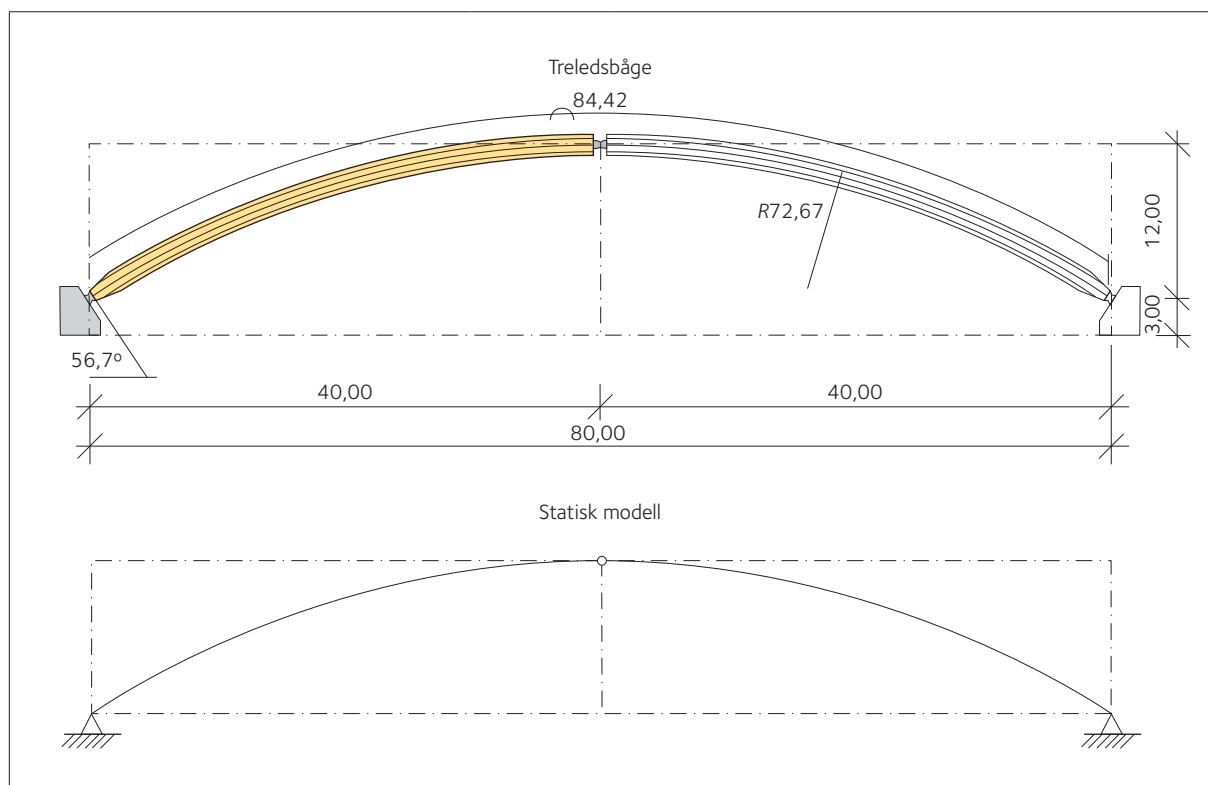
Kontrollera villkoret för knäckning kring y-axeln och böjning kring y-axeln (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.23):

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} = \frac{6,01}{0,98 \cdot 15,68} + \frac{6,01}{19,2} = 0,7 < 1 \quad \mathbf{OK}$$

Exempel 13: Treledsbåge

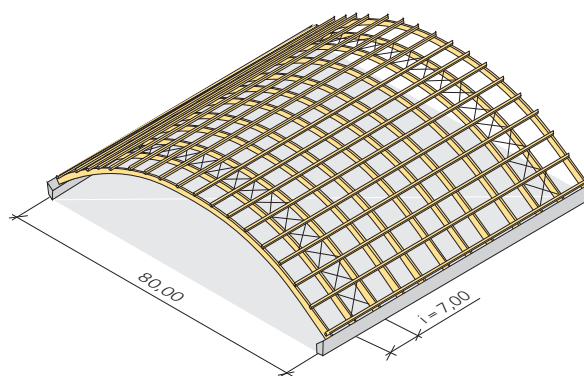
13.1 Konstruktion, mått och dimensioneringsunderlag

Dimensionera treledsbågen enligt nedan.



Bestäm tvärsnittets mått enligt den preliminära dimensioneringen beskriven i avsnitt 13.4, sidan 170.

Bågen är av limträ, hållfasthetsklass	GL30c
Säkerhetsklass 3	$\gamma_d = 1$
Klimatklass 1	
Partiellkoefficient för permanent last	$\gamma_g = 1,2$
Partiellkoefficient för variabel last	$\gamma_s = 1,5$
Partiellkoefficient för limträ	$\gamma_M = 1,25$

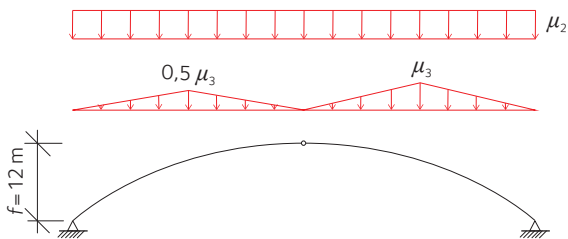


13.2 Laster

Använd följande formfaktorer för snölast (SS-EN 1991-1-3, avsnitt 6.3.8):

$$\mu_2 = 0,8$$

$$\mu_3 = 0,2 + 10 \cdot \frac{f}{l_{\text{tot}}} = 0,2 + 10 \cdot \frac{12}{80} = 1,7$$



Beakta följande laster vid dimensionering:

Limträbalkar

$$g_{k,1} = 3 \text{ kN/m}$$

Övrig permanent last

$$G_{k,2} = 0,75 \text{ kN/m}^2 \quad g_{k,2} = G_{k,2} \cdot i \cdot 1,1 = 0,75 \cdot 7 \cdot 1,1 = 5,78 \text{ kN/m}$$

Symmetrisk snölast

$$S_k = 2,0 \text{ kN/m} \quad s_{k,2} = S_k \cdot \mu_2 \cdot i \cdot 1,1 = 2,0 \cdot 0,8 \cdot 7 \cdot 1,1 = 12,32 \text{ kN/m}$$

Osymmetrisk snölast

$$s_{k,3} = S_k \cdot \mu_3 \cdot i \cdot 1,1 = 2,0 \cdot 1,7 \cdot 7 \cdot 1,1 = 26,18 \text{ kN/m}$$

Egenvikten beaktad i ekvationerna ovan är lasternas projektion i horisontalplanet. Faktorn 1,1 i ekvationerna ovan beaktar att sekundärbalkarna är kontinuerliga över primärbalkarna. Det förutsätts i detta exempel att snörasskydd saknas.

13.3 Lastkombinationer

Beakta tre lastkombinationer (SS-EN 1990, avsnitt 6.4.3):

Kombination 1 (egentyngd, permanent last, $k_{\text{mod}} = 0,6$):

$$q_{\text{dI}} = \gamma_d \cdot \left[\gamma_g \cdot (g_{k,1} + g_{k,2}) \right] = 1,2 \cdot (3 + 5,78) = 10,53 \text{ kN/m}$$

Kombination 2 (egentyngd + symmetrisk snölast, medellång last, $k_{\text{mod}} = 0,8$):

$$q_{\text{dII}} = \gamma_d \cdot \left[\gamma_g \cdot (g_{k,1} + g_{k,2}) + \gamma_s \cdot s_{k,2} \right] = \left[1,2 \cdot (3 + 5,78) + 1,5 \cdot 12,32 \right] = 29,01 \text{ kN/m}$$

Kombination 3 (egentyngd + osymmetrisk snölast, medellång last, $k_{\text{mod}} = 0,8$):

$$q_{\text{dIII A}} = \gamma_d \cdot \left[\gamma_g \cdot (g_{k,1} + g_{k,2}) + \gamma_s \cdot s_{k,3} \right] = \left[1,2 \cdot (3 + 5,78) + 1,5 \cdot 26,18 \right] = 49,8 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{dIII B}} = \gamma_d \cdot \left[\gamma_g \cdot (g_{k,1} + g_{k,2}) + \gamma_s \cdot 0,5 \cdot s_{k,3} \right] = \left[1,2 \cdot (3 + 5,78) + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 26,18 \right] = 30,16 \text{ kN/m}$$

13.4 Preliminär dimensionering

Utför preliminär dimensionering enligt rekommendationerna i *Limträhandbok Del 2, avsnitt 11.2, sidan 155*:

$$f = 0,15l_{\text{tot}} = 0,15 \cdot 80 = 12 \text{ m}$$

$$h_{\text{min}} = \frac{l_{\text{tot}}}{50} = \frac{80 \cdot 10^3}{50} = 1600 \text{ mm} \rightarrow h = 1620 \text{ mm}$$

Välj tillräckligt stort tvärsnitt för att motverka vippning, i synnerhet under montage:

$$b_{\text{min}} = \frac{h_{\text{min}}}{3} = \frac{1600}{3} = 533 \text{ mm} \rightarrow b = 645 \text{ mm}$$

Använd ett I-tvärsnitt för att minska åtgången av limträ och för att optimera de mekaniska egenskaperna. Det förutsätts att full samverkan uppnås, exempelvis via skruvlimning.

Area:

$$A = 215 \cdot 1620 + 4 \cdot 215 \cdot 270 = 580500 \text{ mm}^2$$

Statiskt moment omkring y-axeln:

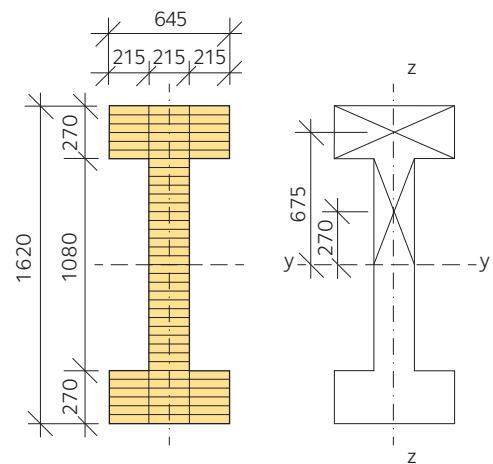
$$S_y = (645 \cdot 270) \cdot 675 + \left(215 \cdot \frac{1080}{2} \right) \cdot 270 = 1,49 \cdot 10^8 \text{ mm}^3$$

Tröghetsmoment omkring y-axeln:

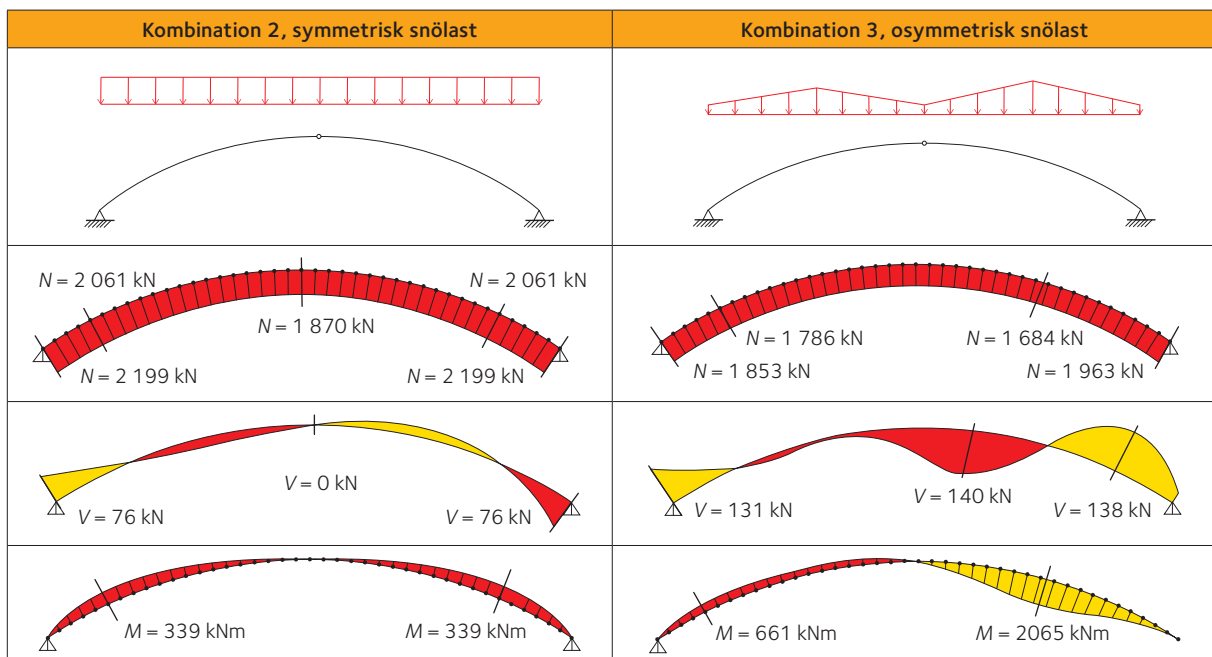
$$I_y = \frac{645 \cdot (1620)^3}{12} - 2 \cdot \frac{215 \cdot 1080^3}{12} = 1,83 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

Tröghetsmoment omkring z-axeln:

$$I_z = \frac{1620 \cdot 645^3}{12} - 2 \cdot \left(\frac{1080 \cdot 215^3}{12} + 1080 \cdot 215 \cdot 215^2 \right) = 1,3 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$



13.5 Inre krafter och moment



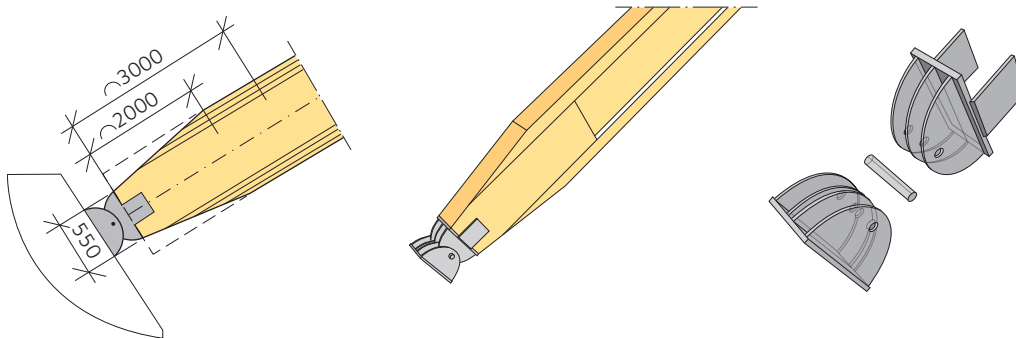
13.6 Beräkningar i brottgränstillstånd, bågen

a) Tryck parallellt med fibrerna

Kombination 1 är dimensionerande. Tvärsnittet med den största påkänningen är vid upplagen.

Observera att bågens tvärsnitt vid upplagen är fyrkantiga och inte I-formade. Båghöjden avsmalnar mot upplaget så att det går åt mindre stål för förbandet.

Ett möjligt förband vid upplagen visas nedan.



Kontrollera villkoret för tryckspänning parallellt med fibrerna (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.2):

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h} = \frac{2199 \cdot 10^3}{645 \cdot 550} = 6,2 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} = \frac{6,2}{15,68} = 0,4 < 1 \quad \text{OK}$$

b) Skjuvning

Kombination 3 är dimensionerande:

$$\tau_d = \frac{V_{Ed} \cdot S_y}{b_1 \cdot I_y} = \frac{140 \cdot 10^3 \cdot 1,49 \cdot 10^8}{215 \cdot 1,83 \cdot 10^{11}} = 0,53 \text{ MPa}$$

Kontrollera villkoret för skjuvspänning (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.13):

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d} \cdot k_{cr}} = \frac{0,53}{2,24 \cdot 0,86} = 0,28 < 1 \quad \text{OK}$$

c) Dragning vinkelrätt fibrerna

Bågens krökning förorsakar dragspänning vinkelrätt mot fibrerna. Dessa har sitt maximivärde där böjmomentet har sitt maximivärde:

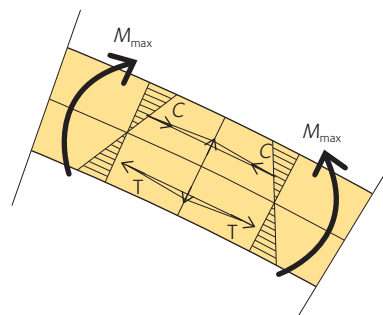
$$\sigma_{t,90,d} = \frac{M_{Ed}}{I_y} \cdot \frac{h}{2} \cdot \left(\frac{h}{4 \cdot r_{curve}} \right) = \frac{2065 \cdot 10^6}{1,83 \cdot 10^{11}} \cdot \frac{1620}{2} \cdot \frac{1620}{4 \cdot 72,67 \cdot 10^3} = 0,05 \text{ MPa}$$

Referensvolym:

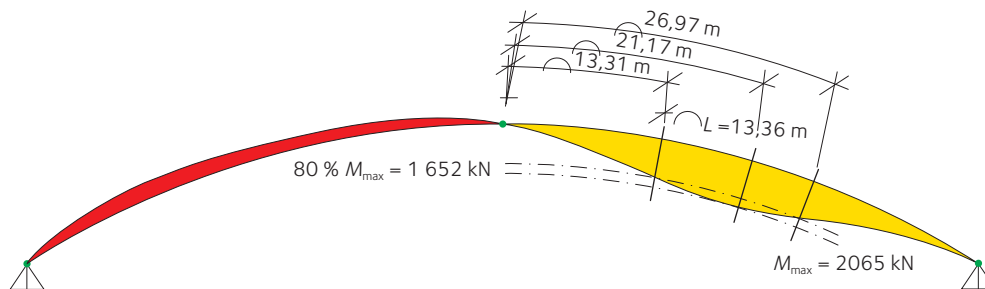
$$V_0 = 0,01 \text{ m}^3$$

Belastad volym:

$$V_{arch} = l_{curve} \cdot A = 13,36 \cdot 0,58 = 7,76 \text{ m}^3$$



Enligt Australian building code AS 1720.1—1997, beaktas vid beräkning av k_{vol} bara den volym som utsätts för ett böjmoment som är 80 – 100 procent av maximimomentet, se *Limträhandbok Del 2, kapitel 11, sidan 153*.



Kontrollera villkoret för dragspänning vinkelrätt mot fibrerna (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.50):

$$\frac{\sigma_{t,90,d}}{k_{dis} \cdot \left(\frac{V_0}{V_{arch}}\right)^{0,2} \cdot f_{t,90,d}} = \frac{0,05}{1,4 \cdot \left(\frac{0,01}{7,76}\right)^{0,2} \cdot 0,32} = 0,43 < 1 \quad \text{OK}$$

d) Stabilitetskontroll för samtidig böjning och tryck

Bågen är stagad i sidled. Avståndet mellan stagpunkterna är 6 m.

Kombination 3 är dimensionerande:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{1684 \cdot 10^3}{580500} = 2,9 \text{ MPa} \quad \sigma_{m,y,d} = \frac{M_{Ed}}{I_y} \cdot \frac{h}{2} = \frac{2065 \cdot 10^6}{1,83 \cdot 10^{11}} \cdot \frac{1620}{2} = 9,12 \text{ MPa}$$

Stabilitetskontroll kring z-axeln (utknäckning i y-riktning).

Knäcklängd:

$$l_{0,z} = 6 \text{ m}$$

Kritisk Eulerspänning:

$$\sigma_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E_{0,05} \cdot I_z}{A \cdot l_{0,z}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 10800 \cdot 1,3 \cdot 10^{10}}{580500 \cdot (6 \cdot 10^3)^2} = 66,15 \text{ MPa}$$

Relativt slankhetstal:

$$\lambda_{rel,z} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{24,5}{66,15}} = 0,61$$

Faktor k:

$$k_z = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2 \right] = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + 0,1 \cdot (0,61 - 0,3) + 0,61^2 \right] = 0,7$$

Reduktionsfaktor vid knäckning:

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = \frac{1}{0,7 + \sqrt{0,7^2 - 0,61^2}} = 0,95$$

Vippningskontroll

Effektiv vippningslängd:

$$l_{0,z} = 6 \text{ m}$$

Kritisk böjspänning:

$$\sigma_{cr,m} = \frac{\pi \cdot \sqrt{E_{0,05} \cdot I_z \cdot G_{05} \cdot I_{tor}}}{l_{0,z} \cdot I_y \cdot \frac{2}{h}} = \frac{\pi \cdot \sqrt{10800 \cdot 1,3 \cdot 10^{10} \cdot 540 \cdot 1,2 \cdot 10^{10}}}{6 \cdot 10^3 \cdot 1,83 \cdot 10^{11} \cdot \frac{2}{1620}} = 69,8 \text{ MPa}$$

Relativt slankhetstal:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{cr,m}}} = 0,66$$

Reduktionsfaktor vid vippning:

$$k_{crit} = 1$$

Multiplitera böjspänningen vid nocken med faktorn k_l , som beaktar krökningen av bågen (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.43):

$$k_l = 1 + 0,35 \cdot \left(\frac{h}{r_{curve}} \right) + 0,6 \cdot \left(\frac{h}{r_{curve}} \right)^2 = 1 + 0,35 \cdot \frac{1620}{72,67 \cdot 10^3} + 0,6 \cdot \left(\frac{1620}{71,67 \cdot 10^3} \right)^2 = 1,01$$

Kontrollera villkoret för vippning och knäckning kring z-axeln (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.35):

$$\left(\frac{\sigma_{m,y,d} \cdot k_l}{k_{crit} \cdot f_{m,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} = \left(\frac{9,12 \cdot 1,01}{19,2} \right)^2 + \frac{2,9}{0,95 \cdot 15,68} = 0,42 < 1 \quad \text{OK}$$

Kontrollera villkoret för knäckning kring z-axeln och böjning kring y-axeln (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.24):

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + 0,7 \cdot \frac{\sigma_{m,y,d} \cdot k_l}{f_{m,d}} = \frac{2,9}{0,95 \cdot 15,68} + 0,7 \cdot \frac{9,12 \cdot 1,01}{19,2} = 0,53 < 1 \quad \text{OK}$$

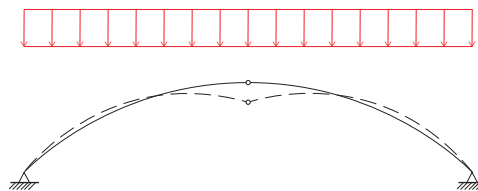
e) Stabilitetskontroll i bågens plan för samtidig böjning och tryck

Här presenteras två beräkningsmodeller för lastkombinationerna 2 och 3.

Kombination 2, symmetrisk snölast:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{2061 \cdot 10^3}{580500} = 3,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{Ed}}{I_y} \cdot \frac{h}{2} = \frac{339 \cdot 10^6}{1,83 \cdot 10^{11}} \cdot \frac{1620}{2} = 1,5 \text{ MPa}$$



Handberäkning

Stabilitetskontroll kring y-axeln (utknäckning i z-riktning)

Knäcklängd, se *Limträhandbok Del 2, ekvation 11.23, sidan 163*:

$$l_{0,y} = 1,25 \cdot \frac{l_{\text{curve}}}{2} = 1,25 \cdot \frac{84,42}{2} = 52,76 \text{ m}$$

Kritisk Eulerspänning:

$$\sigma_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E_{0,05} \cdot I_y}{A \cdot l_{0,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 10800 \cdot 1,83 \cdot 10^{11}}{580500 \cdot (52,76 \cdot 10^3)^2} = 12,1 \text{ MPa}$$

Relativt slankhetstal:

$$\lambda_{rel,y} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{24,5}{12,1}} = 1,42$$

Faktor k :

$$k_y = 0,5 \cdot \left[1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[1 + 0,1 \cdot (1,42 - 0,3) + 1,42^2 \right] = 1,57$$

Reduktionsfaktor vid knäckning:

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{1,57 + \sqrt{1,57^2 - 1,42^2}} = 0,45$$

Kontrollera villkoret för knäckning kring y-axeln och böjning kring y-axeln (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.23):

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d} \cdot k_l}{f_{m,d}} = \frac{3,55}{0,45 \cdot 15,68} + \frac{1,5 \cdot 1,01}{19,2} = 0,58 < 1 \quad \text{OK}$$

Beräkning med hjälp av Finita elementmetoden

Ovanstående handräkning kontrolleras med hjälp av numerisk analys.

Kritisk normalkraft:

$$N_{cr} = 8743 \text{ kN}$$

Approximativt värde av knäcklängd:

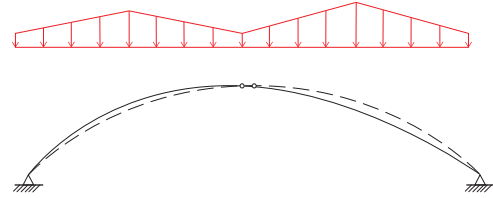
$$l_{cr,y} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_{0,05} \cdot I_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_{0,05} \cdot 1,83 \cdot 10^{11}}{8743 \cdot 10^3}} = 47283,26 \text{ mm}$$

Det värde för den effektiva längden som fås med hjälp av Finita elementmetoden är mindre än det värde som fås med handberäkning. Utför därför stabilitetskontroll enbart med handberäkningsvärdet som ger resultat på den säkra sidan.

Kombination 3, osymmetrisk snölast:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{1684 \cdot 10^3}{580500} = 2,9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{Ed}}{I_y} \cdot \frac{h}{2} = \frac{2065 \cdot 10^6}{1,83 \cdot 10^{11}} \cdot \frac{1620}{2} = 9,12 \text{ MPa}$$



Handberäkning

Stabilitetskontroll kring y-axeln (utknäckning i z-riktning)

Knäcklängd, se *Limträhandbok Del 2, ekvation 11.23, sidan 163*:

$$l_{0,y} = 1,25 \cdot \frac{l_{curve}}{2} = 1,25 \cdot \frac{84,42}{2} = 52,76 \text{ m}$$

Kritisk Eulerspänning:

$$\sigma_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E_{0,05} \cdot I_y}{A \cdot l_{0,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 10800 \cdot 1,83 \cdot 10^{11}}{580500 \cdot (52,76 \cdot 10^3)^2} = 12,1 \text{ MPa}$$

Relativt slankhetstal:

$$\lambda_{rel,y} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{24,5}{12,1}} = 1,42$$

Faktor k :

$$k_y = 0,5 \cdot \left[1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[1 + 0,1 \cdot (1,42 - 0,3) + 1,42^2 \right] = 1,57$$

Reduktionsfaktor vid knäckning:

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{1,57 + \sqrt{1,57^2 - 1,42^2}} = 0,45$$

Kontrollera villkoret för knäckning kring y-axeln och böjning kring y-axeln (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.23):

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d} \cdot k_l}{f_{m,d}} = \frac{2,9}{0,45 \cdot 15,68} + \frac{9,12 \cdot 1,01}{19,2} = 0,89 < 1 \quad \text{OK}$$

Beräkning med hjälp av Finita elementmetoden

Ovanstående handräkning kontrolleras med hjälp av numerisk analys.

Kritisk normalkraft:

$$N_{cr} = 8433,02$$

Approximativt värde av knäcklängd:

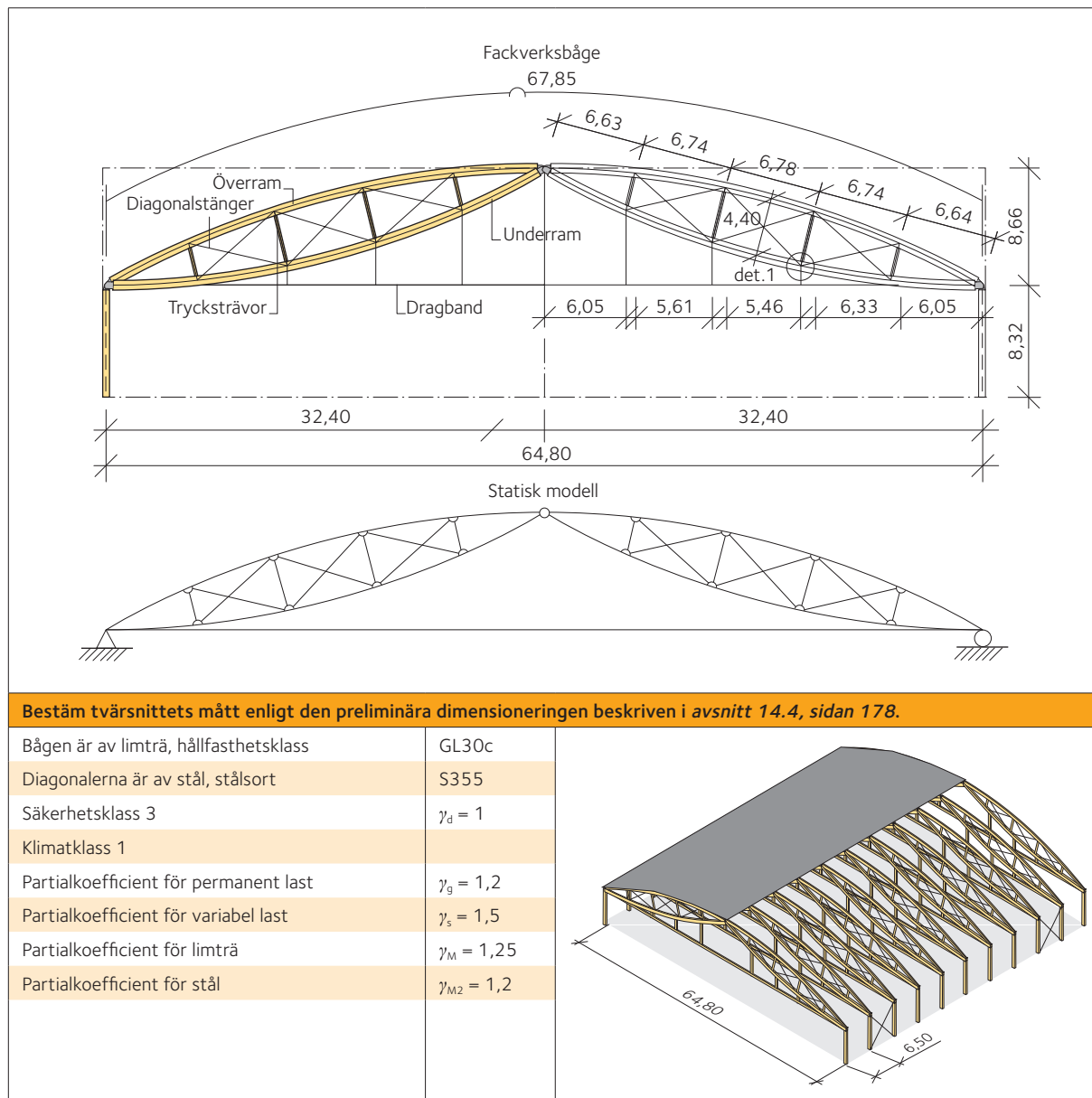
$$l_{cr,y} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_{0,05} \cdot I_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot 10800 \cdot 1,83 \cdot 10^{11}}{8433,02 \cdot 10^3}} = 48144,44 \text{ mm}$$

Det värde för knäcklängden som fås med hjälp av Finita elementmetoden är mindre än det värde som fås med handberäkning. Utför därför stabilitetskontroll enbart med handberäkningsvärdet som ger resultat på den säkra sidan.

Exempel 14: Fackverksbåge

14.1 Konstruktion, mått och dimensioneringsunderlag

Dimensionera fackverksbågen enligt nedan.



14.2 Laster

Använd följande formfaktorer för snölast (SS-EN 1991-1-3, avsnitt 6.3.8):

$$\mu_2 = 0,8$$

$$\mu_3 = 0,2 + 10 \cdot \frac{h_{\text{ridge}}}{l_{\text{tot}}} = 0,2 + 10 \cdot \frac{8,66}{64,81} = 1,54$$

Beakta följande laster vid dimensionering:

Limträbalkar

$$g_{k,1} = 1,85 \text{ kN/m}$$

Övrig permanent last

$$G_{k,2} = 0,7 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{k,2} = G_{k,2} \cdot i \cdot 1,1 = 0,7 \cdot 6,5 \cdot 1,1 = 5 \text{ kN/m}$$

Symmetrisk snölast

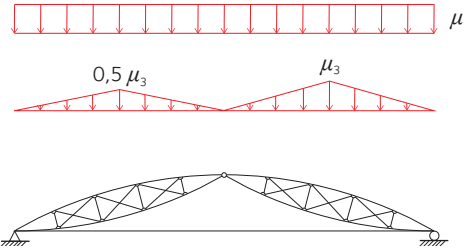
$$S_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$$

$$s_{k,s} = S_k \cdot i \cdot \mu_2 \cdot 1,1 = 2,0 \cdot 6,5 \cdot 0,8 \cdot 1,1 = 11,44 \text{ kN/m}$$

Osymmetrisk snölast

$$s_{k,u} = S_k \cdot i \cdot \mu_3 \cdot 1,1 = 2 \cdot 6,5 \cdot 1,54 \cdot 1,1 = 21,97 \text{ kN/m}$$

Faktorn 1,1 i ekvationerna ovan beaktar att sekundärbalkarna är kontinuerliga över primärbalkarna. Det förutsätts i detta exempel att snörasskydd saknas.

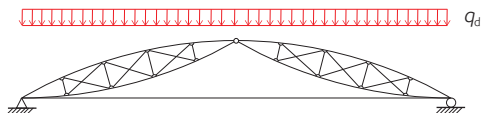


14.3 Lastkombinationer

Beakta tre lastkombinationer (SS-EN 1990, avsnitt 6.4.3):

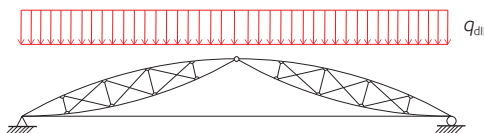
Kombination 1 (egentyngd, permanent last, $k_{\text{mod}} = 0,6$):

$$q_{d1} = \gamma_d \cdot [\gamma_g \cdot (g_{k,1} + g_{k,2})] = 1 \cdot 1,2 \cdot (1,85 + 5) = 8,23 \text{ kN/m}$$



Kombination 2 (egentyngd + symmetrisk snölast, medellång last, $k_{\text{mod}} = 0,8$):

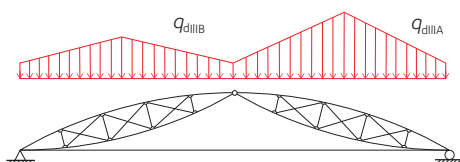
$$q_{dII} = \gamma_d \cdot [\gamma_g \cdot (g_{k,1} + g_{k,2}) + \gamma_s \cdot s_{k,s}] = 1 \cdot [1,2 \cdot (1,85 + 5) + 1,5 \cdot 11,44] = 25,39 \text{ kN/m}$$



Kombination 3 (egentyngd + osymmetrisk snölast, medellång last, $k_{\text{mod}} = 0,8$):

$$q_{dIII A} = \gamma_d \cdot [\gamma_g \cdot (g_{k,1} + g_{k,2}) + \gamma_s \cdot s_{k,u}] = 1 \cdot [1,2 \cdot (1,85 + 5) + 1,5 \cdot 21,97] = 41,18 \text{ kN/m}$$

$$q_{dIII B} = \gamma_d \cdot [\gamma_g \cdot (g_{k,1} + g_{k,2}) + \gamma_s \cdot 0,5 \cdot s_{k,u}] = 1 \cdot [1,2 \cdot (1,85 + 5) + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 21,97] = 24,7 \text{ kN/m}$$



14.4 Preliminär dimensionering

Utför preliminär dimensionering enligt rekommendationerna i *Limträhandbok Del 2, avsnitt 8.2, sidan 123*.

Överram:

$$h = \frac{\Delta}{7} = \frac{4400}{7} = 628,57 \text{ mm} \rightarrow h = 630 \text{ mm}$$

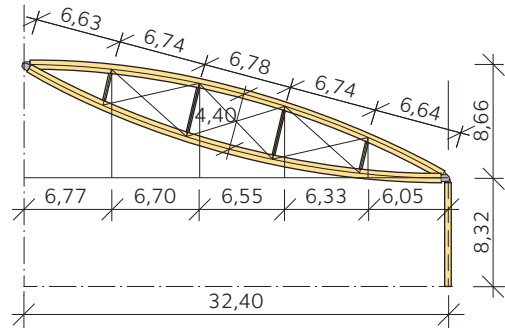
$$b = \frac{h}{3} = \frac{630}{3} = 210 \text{ mm} \rightarrow b = 215 \text{ mm}$$

Dragband av stål (består av åtta separata stålstänger):

$$N_{\max} = \frac{q_{\text{all}} \cdot l_{\text{tot}}}{8 \cdot h_{\text{ridge}}} = \frac{25,39 \cdot 64,80^2}{8 \cdot 8,66} = 1539,11 \text{ kN}$$

$$A_{\min} = \frac{1}{\text{num}} \cdot \frac{N_{\max} \cdot \gamma_{M2}}{0,9 \cdot f_{\text{uk}}} = \frac{1}{8} \cdot \frac{1539,11 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 510} = 502,98 \text{ mm}^2$$

→ dragband av stål M30 väljs; $A_s = 561 \text{ mm}^2$



14.5 Inre krafter och moment

Kombination 2, symmetrisk snölast	Kombination 3, osymmetrisk snölast
<p>Normalkraft</p>	<p>Normalkraft</p>
<p>Tvärfkraft</p>	<p>Tvärfkraft</p>
<p>Böjmoment</p>	<p>Böjmoment</p>

14.6 Beräkningar i brottgränstillstånd, överram

a) Tryck parallellt med fibrerna vid upplag

Kombination 2 är dimensionerande:

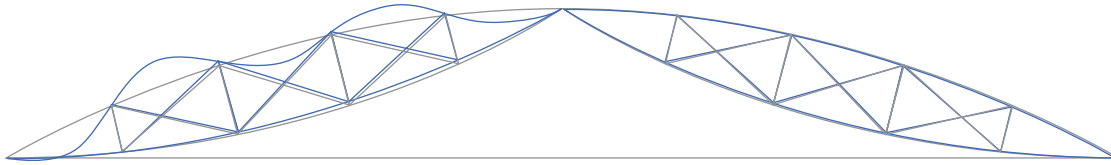
$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{\text{Ed}}}{b \cdot h} = \frac{1653 \cdot 10^3}{215 \cdot 630} = 12,2 \text{ MPa}$$

Kontrollera villkoret för tryckspänning parallellt med fibrerna (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.2):

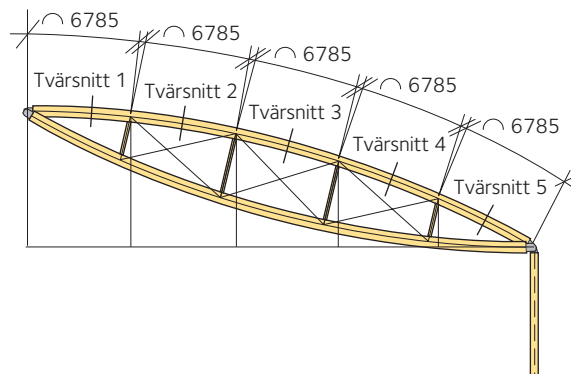
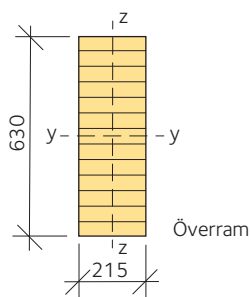
$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} = 0,78 < 1 \quad \text{OK}$$

b) Stabilitetskontroll för samtidig böjning och tryck

Kombinationerna 2 och 3 ger samma knäcklast. Motsvarande första knäckningsmodell visas nedan.



Överramens övre kant är helt och hållet stagad med styv korrugerad stålplåt. Sålunda är vippning av fackverksbågen inte möjlig. Kontrollera tvärsnitten 1, 2 och 4.



Tvärsnitt 1:

$$\sigma_{c,0,d,1} = \frac{N_{Ed,1}}{b \cdot h} = \frac{1487 \cdot 10^3}{215 \cdot 630} = 10,98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,d,1} = \frac{6M_{Ed,1}}{b \cdot h^2} = \frac{6 \cdot 22 \cdot 10^6}{215 \cdot 630^2} = 1,55 \text{ MPa}$$

Tvärsnitt 2:

$$\sigma_{c,0,d,2} = \frac{N_{Ed,2}}{b \cdot h} = \frac{1490 \cdot 10^3}{215 \cdot 630} = 11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,d,2} = \frac{6M_{Ed,2}}{b \cdot h^2} = \frac{6 \cdot 24 \cdot 10^6}{215 \cdot 630^2} = 1,69 \text{ MPa}$$

Tvärsnitt 4:

$$\sigma_{c,0,d,4} = \frac{N_{Ed,4}}{b \cdot h} = \frac{1546 \cdot 10^3}{215 \cdot 630} = 11,41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,d,4} = \frac{6M_{Ed,4}}{b \cdot h^2} = \frac{6 \cdot 17 \cdot 10^6}{215 \cdot 630^2} = 1,2 \text{ MPa}$$

Stabilitet kring y-axeln (utknäckning i z-riktning):

Knäcklängd:

$$l_{0,y} = 6,78 \text{ m}$$

Kritisk Eulerspänning:

$$\sigma_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E_{0,05} \cdot I_y}{(b \cdot h) \cdot l_{0,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 10800 \cdot \frac{215 \cdot 630^3}{12}}{215 \cdot 630 \cdot (6,78 \cdot 10^3)^2} = 76,69 \text{ MPa}$$

Relativt slankhetstal:

$$\lambda_{rel,y} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{24,5}{76,69}} = 0,57$$

Faktor k :

$$k_y = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2 \right] = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + 0,1 \cdot (0,57 - 0,3) + 0,57^2 \right] = 0,67$$

Reduktionsfaktor vid knäckning:

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{0,67 + \sqrt{0,67^2 - 0,57^2}} = 0,96$$

Kontrollera villkoret för knäckning kring y-axeln och böjning kring y-axeln (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.23):

Tvärsnitt 1:

$$\frac{\sigma_{c,0,d,1}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d,1}}{f_{m,d}} = \frac{10,98}{0,96 \cdot 15,68} + \frac{1,55}{19,2} = 0,81 < 1 \quad \text{OK}$$

Tvärsnitt 2:

$$\frac{\sigma_{c,0,d,2}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d,2}}{f_{m,d}} = \frac{11}{0,96 \cdot 15,68} + \frac{1,69}{19,2} = 0,82 < 1 \quad \text{OK}$$

Tvärsnitt 4:

$$\frac{\sigma_{c,0,d,4}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d,4}}{f_{m,d}} = \frac{11,41}{0,96 \cdot 15,68} + \frac{1,2}{19,2} = 0,82 < 1 \quad \text{OK}$$

c) Stabilitetskontroll för samtidig böjning och tryck, kombination 3

Kontrollera tvärsnitten 3 och 5:

Tvärsnitt 3:

$$\sigma_{c,0,d,3} = \frac{N_{Ed,3}}{b \cdot h} = \frac{1477 \cdot 10^3}{215 \cdot 630} = 10,9 \text{ MPa} \quad \sigma_{m,d,3} = \frac{6M_{Ed,3}}{b \cdot h^2} = \frac{6 \cdot 65 \cdot 10^6}{215 \cdot 630^2} = 4,57 \text{ MPa}$$

Tvärsnitt 5:

$$\sigma_{c,0,d,5} = \frac{N_{Ed,5}}{b \cdot h} = \frac{1506 \cdot 10^3}{215 \cdot 630} = 11,12 \text{ MPa} \quad \sigma_{m,d,5} = \frac{6M_{Ed,5}}{b \cdot h^2} = \frac{6 \cdot 51 \cdot 10^6}{215 \cdot 630^2} = 3,59 \text{ MPa}$$

Kontrollera villkoret för knäckning kring y-axeln och böjning kring y-axeln (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.23):

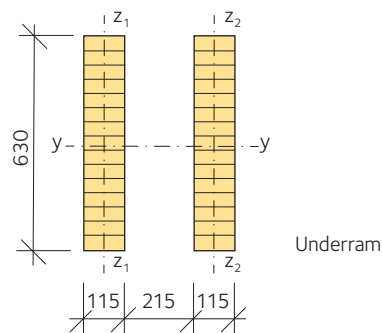
Tvärsnitt 3:

$$\frac{\sigma_{c,0,d,3}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d,3}}{f_{m,d}} = \frac{10,9}{0,96 \cdot 15,68} + \frac{4,57}{19,2} = 0,96 < 1 \quad \text{OK}$$

Tvärsnitt 5:

$$\frac{\sigma_{c,0,d,5}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d,5}}{f_{m,d}} = \frac{11,12}{0,96 \cdot 15,68} + \frac{3,59}{19,2} = 0,92 < 1 \quad \text{OK}$$

14.7 Underram



a) Samtidigt verkande böjmoment och dragning

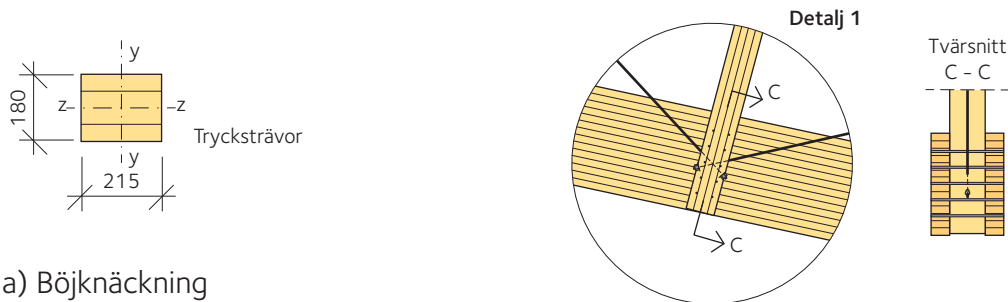
Kombination 3 är dimensionerande:

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h} = \frac{255 \cdot 10^3}{115 \cdot 630} = 1,76 \text{ MPa} \quad \sigma_{m,d} = \frac{6 \cdot M_{Ed}}{b \cdot h^2} = \frac{6 \cdot 50 \cdot 10^6}{115 \cdot 630^2} = 3,29 \text{ MPa}$$

Kontrollera villkoret för samtidigt verkande böjmoment och dragning (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.17):

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = \frac{1,76}{12,48} + \frac{3,29}{19,2} = 0,31 < 1 \quad \text{OK}$$

14.8 Trycksträvorna



a) Böjknäckning

Kombination 3 är dimensionerande:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h} = \frac{28 \cdot 10^3}{180 \cdot 215} = 0,72 \text{ MPa}$$

Stabilitetskontroll kring z-axeln (utknäckning i y-riktning)

Knäcklängd:

$$l_{0,z} = 4,4 \text{ m}$$

Kritisk Eulerspänning:

$$\sigma_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E_{0,05} \cdot I_z}{(b \cdot h) \cdot l_{0,z}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 10800 \cdot \frac{180^3 \cdot 215}{12}}{180 \cdot 215 \cdot (4,4 \cdot 10^3)^2} = 14,87 \text{ MPa}$$

Relativt slankhetstal:

$$\lambda_{rel,z} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{24,5}{14,87}} = 1,28$$

Faktor k:

$$k_z = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2 \right] = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + 0,1 \cdot (1,28 - 0,3) + 1,28^2 \right] = 1,37$$

Reduktionsfaktor vid knäckning:

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = \frac{1}{1,37 + \sqrt{1,37^2 - 1,28^2}} = 0,54$$

Kontrollera villkoret för knäckning kring z-axeln (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.24):

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} = \frac{0,72}{0,54 \cdot 15,68} = 0,09 < 1 \quad \mathbf{OK}$$

14.9 Dragband av stål

Kombination 2 är dimensionerande.

Bestäm bärförmågan vid dragning (SS-EN 1993-1-8, tabell 3.4):

$$T_{Rd} = \frac{A_s \cdot f_{uk} \cdot 0,9}{\gamma_{M2}} = \frac{561 \cdot 510 \cdot 0,9}{1,2} = 214582,5 \text{ N}$$

Kontrollera villkoret för dragning (SS-EN 1993-1-1, ekvation 6.5):

$$\frac{T_{Ed}}{num \cdot T_{Rd}} = \frac{1513}{8 \cdot 214,58} = 0,88 < 1 \quad \mathbf{OK}$$

Förbandets bärförmåga beräknas inte i exemplet. Beräkningen ska utföras enligt SS-EN 1995-1-1.

14.10 Diagonalstänger

Använd diagonalstagnung med stålstänger M16, stålsort S355.

Kombination 3 är dimensionerande.

Bestäm bärförmågan vid dragning (SS-EN 1993-1-8, tabell 3.4):

$$T_{Rd} = \frac{A_s \cdot f_{uk} \cdot 0,9}{\gamma_{M2}} = \frac{157 \cdot 510 \cdot 0,9}{1,2} = 60052 \text{ N}$$

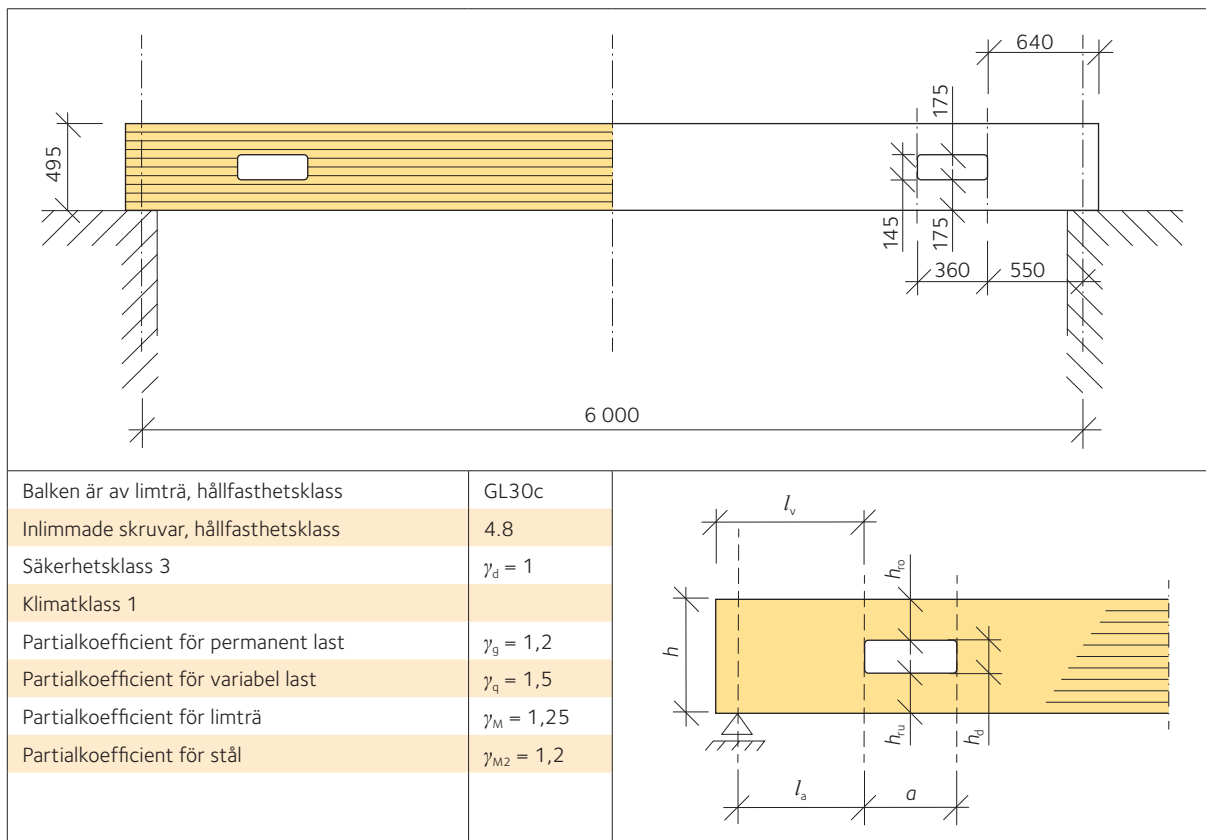
Kontrollera villkoret för dragning (SS-EN 1993-1-1, ekvation 6.5):

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{40}{60,05} = 0,67 < 1 \quad \mathbf{OK}$$

Exempel 15: Balk med hål

15.1 Konstruktion, mått och dimensioneringsunderlag

Dimensionera balken med hål enligt nedan.



15.2 Laster

Beakta följande laster vid dimensionering:

Limträbalkar

$$g_{k,1} = 0,3 \text{ kN/m}$$

Övrig permanent last

$$G_{k,2} = 1,0 \text{ kN/m}^2 \quad g_{k,2} = G_{k,2} \cdot i = 1,0 \cdot 2,0 = 2,0 \text{ kN/m}$$

Variabel last

$$Q_k = 2,5 \text{ kN/m}^2 \quad q_k = Q_k \cdot i = 2,5 \cdot 2 = 5 \text{ kN/m}$$

15.3 Lastkombinationer

Beakta två lastkombinationer (SS-EN 1990, avsnitt 6.4.3 och SS-EN 1991-1-3, avsnitt 5.3.3):

Kombination 1 (egentyngd, permanent last, $k_{\text{mod}} = 0,6$):

$$q_{\text{dl}} = \gamma_d \cdot [\gamma_g \cdot (g_{k,1} + g_{k,2})] = 1,0 \cdot 1,2 \cdot (0,3 + 2,0) = 2,8 \text{ kN/m}$$

Kombination 2 (egentyngd + variabel last, medellång last, $k_{\text{mod}} = 0,8$):

$$q_{\text{dII}} = \gamma_d \cdot [\gamma_g \cdot (g_{k,1} + g_{k,2}) + \gamma_q \cdot q_k] = 1,0 \cdot [1,2 \cdot (0,3 + 2,0) + 1,5 \cdot 5,0] = 10,3 \text{ kN/m}$$

Välj den kritiska kombinationen i brottgränstillståndet:

$$\frac{q_{\text{dl}}}{k_{\text{mod},1}} = \frac{2,8}{0,6} = 4,6 \quad \frac{q_{\text{dII}}}{k_{\text{mod},2}} = \frac{10,3}{0,8} = 12,8$$

Sålunda är kombination 2 dimensionerande.

15.4 Geometriska villkor

Se tabell 10.8, sidan 47:

$$l_v = 640 \text{ mm} > h = 495 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

$$l_a = 550 \text{ mm} > \frac{h}{2} = 247,5 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

$$h_{\text{to}} = 175 \text{ mm} > 0,25 \cdot h = 123,8 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

$$h_{\text{tu}} = 175 \text{ mm} > 0,25 \cdot h = 123,8 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

$$h_d = 145 \text{ mm} < 0,3 \cdot h = 149 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

$$r = 30 \text{ mm} > r_{\text{min}} = 25 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

$$a = 360 \text{ mm} < h = 495 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

$$< 2,5 \cdot h_d = 362,5 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

15.5 Inre krafter vid hålkanten närmast upplag

Skjuvning:

$$V_{\text{hole}} = q_{\text{dII}} \cdot \left(\frac{l_{\text{tot}}}{2} - l_a \right) = 10,26 \cdot \left(\frac{6}{2} - 0,55 \right) = 25,14 \text{ kN}$$

Böjmoment t :

$$M_{\text{hole}} = q_{\text{dII}} \cdot \frac{l_{\text{tot}}}{2} \cdot l_a - q_{\text{dII}} \cdot \frac{l_a^2}{2} = 10,26 \cdot \frac{6}{2} \cdot 0,55 - 10,26 \cdot \frac{0,55^2}{2} = 15,38 \text{ kNm}$$

15.6 Beräkningar i brottgränstillstånd

a) Dragkraft vinkelrätt mot fibrerna vid hålkanten

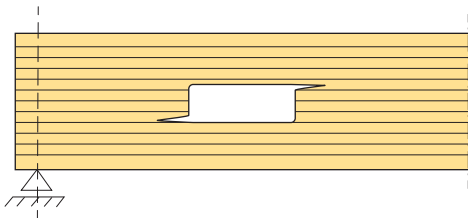
$$h_r = \min(h_{\text{to}}, h_{\text{tu}}) = 175 \text{ mm}$$

$$F_{t,V,d} = V_{\text{hole}} \cdot \frac{h_d}{4 \cdot h} \cdot \left(3 - \frac{h_d^2}{h^2} \right) = 25,1 \cdot \frac{145}{4 \cdot 495} \cdot \left(3 - \frac{145^2}{495^2} \right) = 5,4 \text{ kN}$$

$$F_{t,M,d} = 0,008 \cdot \frac{M_{\text{hole}}}{h_r} = 0,008 \cdot \frac{12,274}{0,175} = 0,561 \text{ kN}$$

$$F_{t,90,d} = F_{t,V,d} + F_{t,M,d} = 5,9 \text{ kN}$$

Sprickbildning vid brott:



Kontrollera villkoret för dragkraft vinkelrätt mot fibrerna, se tabell 9.16, sidan 40:

$$l_{t,90,d} = 0,5 \cdot (h_d + h) = 0,5 \cdot (145 + 495) = 320 \text{ mm}$$

$$F_{t,90,R} = 0,5 \cdot l_{t,90,d} \cdot f_{t,90,d} \cdot b = 0,5 \cdot 320 \cdot 0,3 \cdot 90 = 4608 \text{ N}$$

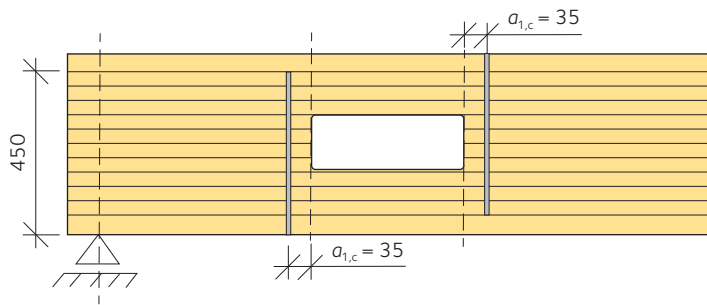
$$\frac{F_{t,90,d}}{F_{t,90,R}} = \frac{5,9}{4,6} = 1,3 > 1 \quad \mathbf{EJ OK}$$

Villkoret uppfylls inte, hålkanten behöver förstärkas.

Två förstärkningsmetoder presenteras:

- inlimmade skruvar.
- självborrande träskruvar.

15.7 Förstärkning med inlimmade skruvar



Använd inlimmade skruvar M10, hållfasthetsklass 4.8:

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

$$f_{uk} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = 58 \text{ mm}^2$$

Bärförmåga vid skruvens utdragning, se tabell 13.23, sidan 74 och 13.24, sidan 75:

$$\kappa_1 = 1 \quad k_1 = 0,84$$

$$l_i = h_{ru} = 175 \text{ mm}$$

$$f_{ax,k} = 5,5 \text{ MPa}$$

$$R_{t,k,timber} = \pi \cdot (d + 1) \cdot l_i \cdot f_{ax,k} \cdot k_1 \cdot \kappa_1 = \pi \cdot (10 + 1) \cdot 175 \cdot 5,5 \cdot 0,8 = 27939,8 \text{ N}$$

Bärförmåga vid skruvens dragning, se tabell 13.23, sidan 74:

$$R_{t,k,rod} = 0,6 \cdot f_{uk} \cdot A_s = 1 \cdot 400 \cdot 58 = 13920 \text{ N}$$

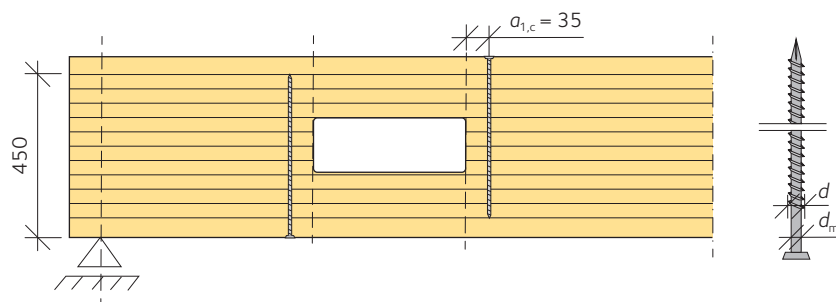
Dimensioneringsvärdet för skruvens axiella bärförmåga:

$$R_t = \min \left(\frac{R_{t,k,rod}}{\gamma_{M2}}, \frac{k_{mod} \cdot R_{t,k,timber}}{\gamma_M} \right) = \min \left(\frac{13,92}{1,2}, \frac{0,8 \cdot 27,94}{1,25} \right) = 11,6 \text{ kN}$$

Kontrollera villkoret för dragning vinkelrätt mot fibrerna:

$$\frac{F_{t,90,d}}{R_t} = \frac{5,9}{11,6} = 0,5 \quad \text{OK}$$

15.8 Förstärkning med självborrande träskruvar



Använd självborrande träskruvar 9×450 mm:

$$f_u = 1000 \text{ MPa}$$

$$d = 9 \text{ mm} \quad d_m = 5,9 \text{ mm}$$

$$l_{ef} = h_{tu} = 175 \text{ mm}$$

Bärförmåga vid träskruvens utdragning när vinkeln mellan träskruvens axel och fibrerna är 90° (SS-EN 1995-1-1, ekvation 8.38):

$$f_{ax,k,s} = 0,52 \cdot d^{-0,5} \cdot l_{ef}^{-0,1} \cdot \rho_k^{0,8} = 0,5 \cdot 9^{-0,5} \cdot 175^{-0,1} \cdot 390^{0,8} = 12,2 \text{ MPa}$$

$$k_d = \min\left(1,0, \frac{d}{8}\right) = 1$$

$$F_{ax,k,rk} = \frac{f_{ax,k,s} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot k_d}{1,2 \cdot \cos(\alpha)^2 + \sin(\alpha)^2} = \frac{12,2 \cdot 9 \cdot 175}{1,2 \cdot \cos(90^\circ)^2 + \sin(90^\circ)^2} = 19262,4 \text{ N}$$

Bärförmåga vid träskruvens dragning, se tabell 6.10, sidan 15:

$$F_{t,Rk} = 0,9 f_u \cdot \pi \cdot \frac{d_m^2}{4} = 0,9 \cdot 1000 \cdot \pi \cdot \frac{5,9^2}{4} = 24605,7 \text{ N}$$

Dimensioneringsvärdet för en träskruvs axiella bärförmåga:

$$F_{t,d} = \min\left(\frac{F_{ax,k,rk} \cdot k_{mod}}{\gamma_M}, \frac{F_{t,Rk}}{\gamma_{M2}}\right) = \min\left(\frac{19,26 \cdot 0,8}{1,25}, \frac{24,61}{1,2}\right) = 12,33 \text{ kN}$$

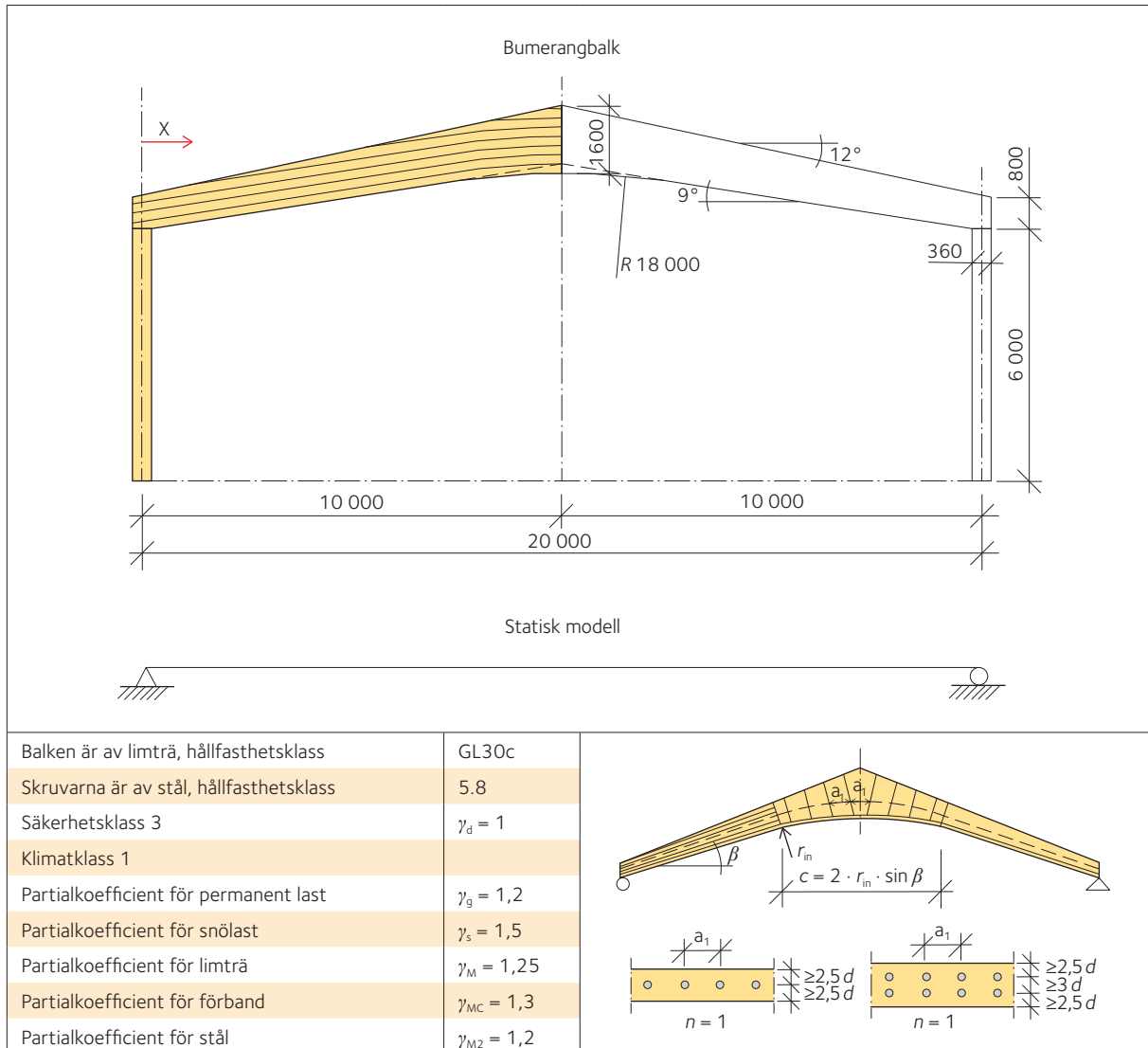
Kontrollera villkoret för dragning vinkelrätt fibrerna:

$$\frac{F_{t,90,d}}{F_{t,d}} = \frac{5,9}{12,3} = 0,5 \quad \text{OK}$$

Exempel 16: Förstärkning av en bumerangbalks nock

16.1 Konstruktion, mått och dimensioneringsunderlag

Dimensionera förstärkningen vid bumerangbalkens nock enligt nedan. Balken dimensioneras i *exempel 3, sidan 94*.



16.2 Laster

Beakta följande laster vid dimensionering:

Limträbalkar

$$g_{k,1} = 1,2 \text{ kN/m}$$

Övrig permanent last

$$G_{k,2} = 0,60 \text{ kN/m}^2 \quad g_{k,2} = G_{k,2} \cdot i \cdot 1,1 = 0,60 \cdot 6 \cdot 1,1 = 4 \text{ kN/m}$$

Snölast

$$S_k = 1,5 \text{ kN/m}^2 \quad s_k = S_k \cdot \mu \cdot i \cdot 1,1 = 1,5 \cdot 0,98 \cdot 6 \cdot 1,1 = 9,7 \text{ kN/m}$$

Faktorn 1,1 i ekvationerna ovan beaktar att sekundärbalkarna är kontinuerliga över primärbalkarna.

16.3 Lastkombinationer

Beakta två lastkombinationer (SS-EN 1990, avsnitt 6.4.3 och SS-EN 1991-1-3, avsnitt 5.3.3):

Kombination 1 (egentyngd, permanent last, $k_{\text{mod}} = 0,6$):

$$q_{dI} = \gamma_d \cdot [\gamma_g \cdot (g_{k,1} + g_{k,2})] = 1,0 \cdot 1,2 \cdot (1,2 + 3,96) = 6,2 \text{ kN/m}$$

Kombination 2 (egentyngd + symmetrisk snölast, medellång last, $k_{\text{mod}} = 0,8$):

$$q_{dII} = \gamma_d \cdot [\gamma_g \cdot (g_{k,1} + g_{k,2}) + \gamma_s \cdot s_k] = 1 \cdot [1,2 \cdot (1,2 + 4) + 1,5 \cdot 9,7] = 20,8 \text{ kN/m}$$

Välj den kritiska kombinationen i brottgränstillståndet:

$$\frac{q_{dI}}{k_{\text{mod},1}} = \frac{6,2}{0,6} = 10,3 < \frac{q_{dII}}{k_{\text{mod},2}} = \frac{20,8}{0,8} = 26,0$$

Sålunda är kombination 2 dimensionerande.

16.4 Beräkningar i brottgränstillstånd

Se exempel 3, avsnitt 3.6, sidan 94:

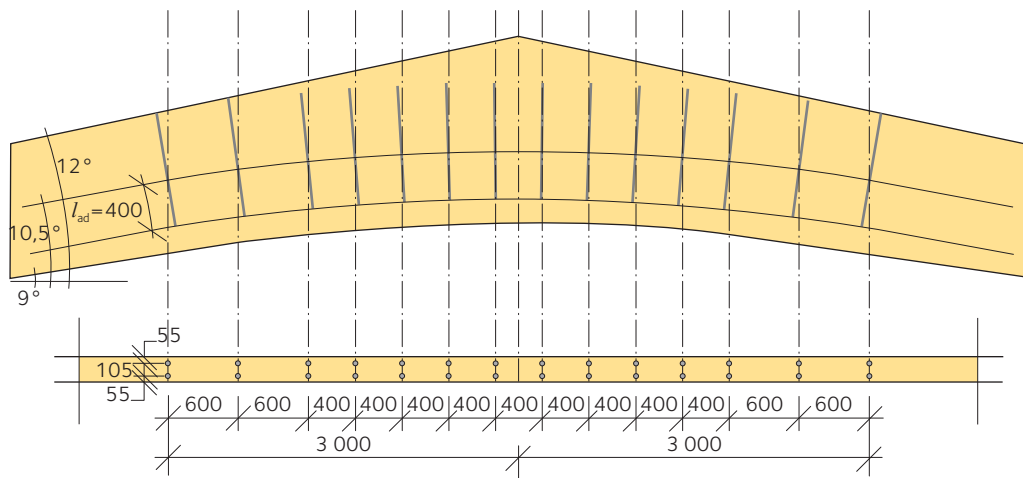
$$\sigma_{t,90,d} = k_p \cdot \frac{6 \cdot M_{\text{max}}}{b \cdot h_{\text{apex}}^2} - 0,6 \cdot \frac{q_{dII}}{b} = 0,05 \cdot \frac{6 \cdot 1040 \cdot 10^6}{215 \cdot 1600^2} - 0,6 \cdot \frac{20,8}{215} = 0,51 \text{ MPa}$$

Kontrollera villkoret för dragspänning vinkelrätt mot fibrerna (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.50):

$$\frac{\sigma_{t,90,d}}{k_{\text{dis}} \cdot k_{\text{vol}} \cdot f_{t,90,d}} = \frac{0,51}{1,7 \cdot 0,36 \cdot 0,32} = 2,6 > 1 \quad \text{EJ OK} \quad \text{Risk för brott}$$

Villkoret uppfylls inte, balkens nock behöver förstärkas.

16.5 Förstärkning med inlimmade skruvar



Använd inlimmade skruvar M12, hållfasthetsklass 5.8:

$$d = 12 \text{ mm}$$

$$f_{uk} = 500 \text{ MPa}$$

$$A_s = 84 \text{ mm}^2$$

$$l_{ad} = 400 \text{ mm}$$

Längden av det förstärkta området:

$$c_{\min} = 2 \cdot r_{in} \cdot \sin(\beta) = 5,6 \text{ m}$$

Avstånden mellan skruvarna, se bilden ovan:

$$a_{l,\min} = 250 \text{ mm} < \begin{matrix} a_{l,\text{apex}} = 400 \text{ mm} \\ a_{l,\text{outer}} = 600 \text{ mm} \end{matrix} < a_{l,\max} = 0,75 \cdot h_{\text{apex}} = 1200 \text{ mm}$$

Bärförmåga vid skruvens utdragning, se tabell 13.23, sidan 74, och 13.24, sidan 75:

$$\kappa_1 = 1 \quad k_1 = 0,52$$

$$f_{ax,k} = 5,5 \text{ MPa}$$

$$R_{t,k,\text{timber}} = \pi \cdot (d + 1) \cdot l_{ad} \cdot f_{ax,k} \cdot k_1 \cdot \kappa_1 = \pi \cdot (12 + 1) \cdot 400 \cdot 5,5 \cdot 0,52 = 46722 \text{ N}$$

Bärförmåga vid skruvens dragning, se tabell 13.23, sidan 74:

$$R_{t,k,\text{rod}} = 0,5 \cdot f_{uk} \cdot A_s = 0,6 \cdot 500 \cdot 84 = 25200 \text{ N}$$

Dimensioneringsvärdet för skruvens axiella bärförmåga:

$$R_t = \min\left(\frac{R_{t,k,\text{rod}}}{\gamma_{M2}}, \frac{k_{\text{mod}} \cdot R_{t,k,\text{timber}}}{\gamma_{MC}}\right) = \min\left(\frac{25,2}{1,2}, \frac{0,8 \cdot 46,7}{1,3}\right) = 21,0 \text{ kN}$$

Dimensioneringsvärdet för dragkraft vinkelrätt mot fibrerna vid nockens mittparti:

$$F_{t,90,d,\text{apex}} = \frac{\sigma_{t,90,d} \cdot b \cdot a_{l,\text{apex}}}{n} = \frac{0,51 \cdot 215 \cdot 400}{2} = 21930 \text{ N}$$

Dimensioneringsvärdet för dragkraft vinkelrätt mot fibrerna vid yttre fjärdedelarna av nocken:

$$F_{t,90,d,outer} = \frac{2}{3} \cdot \frac{\sigma_{t,90,d} \cdot b \cdot a_{1,outer}}{n} = \frac{2}{3} \cdot \frac{0,51 \cdot 215 \cdot 600}{2} = 21930 \text{ N}$$

Kontrollera villkoret för dragning vinkelrätt mot fibrerna:

$$\frac{F_{t,90,d,apex}}{R_t} = \frac{21,93}{21} = 1,04 > 1 \quad \mathbf{EJ OK}$$

$$\frac{F_{t,90,d,outer}}{R_t} = \frac{21,93}{21} = 1,04 < 1 \quad \mathbf{EJ OK}$$

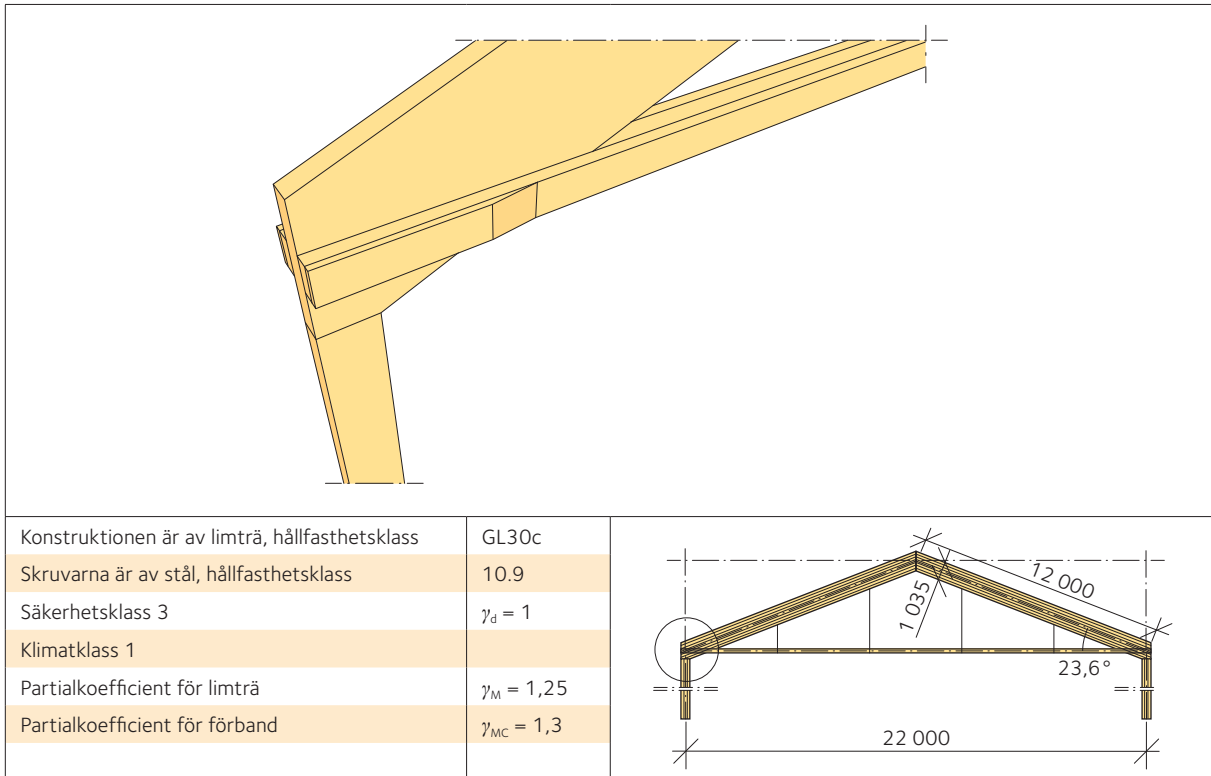
Villkoren uppfylls inte, viss förtätning av skruvarna krävs.

Exempel 17: Infästning av dragband

17.1 Konstruktion, mått och dimensioneringsunderlag

Dimensionera infästningen av dragbandet enligt nedan.

Dragbandet tillhör konstruktionen som dimensioneras i *exempel 5, sidan 107*.



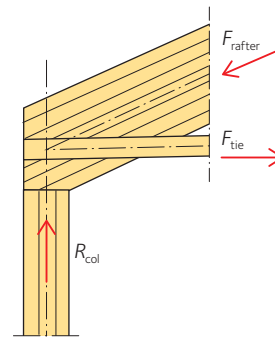
17.2 Krafter

Krafterna i förbandet är, se exempel 5, sidan 107:

$$R_{\text{col}} = 277 \text{ kN}$$

$$F_{\text{tie}} = 301 \text{ kN}$$

$$F_{\text{raf}} = 340 \text{ kN}$$



17.3 Dimensionering av förbandet

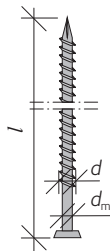
Använd helgångade träskruvar:

$$l = 350 \text{ mm}$$

$$d = 11 \text{ mm}$$

$$d_m = 7,5 \text{ mm}$$

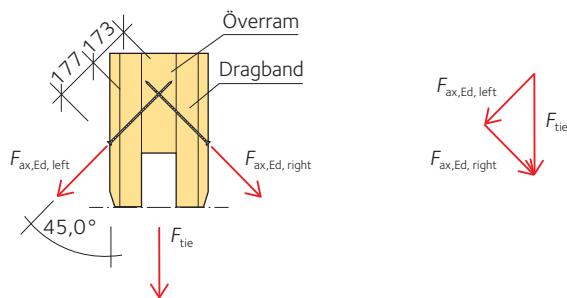
$$f_u = 1000 \text{ MPa}$$



Normalkraften $F_{\text{ax,Ed}}$ i träskruvarna:

$$F_{\text{ax,Ed}} = F_{\text{tie}} \cdot \cos(45^\circ) = 301 \cdot \cos(45^\circ) = 213 \text{ kN}$$

$$F_{\text{ax,Ed,left}} = F_{\text{ax,Ed,right}} = F_{\text{ax,Ed}}$$



Bärförmåga för träskruvens utdragning när vinkeln mellan träskruvens axel och fibrerna är $\arctan(1/\cos 23,6^\circ) = 47,5^\circ$ (SS-EN 1995-1-1, ekvation 8.38):

$$l_{\text{ad}} = 173 \text{ mm}$$

$$f_{\text{ax,k,s}} = 0,52 \cdot d^{-0,5} l_{\text{ad}}^{-0,1} \cdot \rho_k^{0,8} = 0,52 \cdot 11^{-0,5} \cdot 173^{-0,1} \cdot 390^{0,8} = 11,08 \text{ MPa}$$

$$k_d = \min\left(1, \frac{d}{8}\right) = 1,0$$

$$F_{\text{ax,k,rtk}} = \frac{f_{\text{ax,k,s}} \cdot d \cdot l_{\text{ad}} \cdot k_d}{1,2 \cdot \cos(\alpha)^2 + \sin(\alpha)^2} = \frac{11,1 \cdot 11 \cdot 173}{1,2 \cdot \cos(47,5^\circ)^2 + \sin(47,5^\circ)^2} = 19321 \text{ N}$$

Bärförmåga vid träskruvens dragning, se tabell 6.10, sidan 15:

$$F_{\text{t,Rk}} = 0,9 f_u \cdot \pi \cdot \frac{d_m^2}{4} = 0,9 \cdot 1000 \cdot 3,14 \cdot \frac{7,5^2}{4} = 39740,63 \text{ N}$$

Dimensioneringsvärdet för en träskruvs axiella bärförmåga:

$$F_{t,d} = \min\left(\frac{F_{ax,k,rk} \cdot k_{mod}}{\gamma_{MC}}, \frac{F_{t,s,k}}{\gamma_{M2}}\right) = \min\left(\frac{19,32 \cdot 0,8}{1,3}, \frac{39,74}{1,2}\right) = 11,89 \text{ kN}$$

Antalet vågräta skruvrader som får plats i dragbandet är $n_{rows} = 4$.

Då blir det erforderliga antalet vertikala rader:

$$n_{min} = \frac{F_{ax,Ed}}{n_{rows} \cdot F_{t,d}} = \frac{213}{4 \cdot 11,89} = 5$$

Beakta att det effektiva antalet träskruvar är mindre än det faktiska antalet.

Välj därför antalet träskruvar parallellt med fibrerna till:

$$n = 6$$

$$n_{ef} = n^{0,9} = 5$$

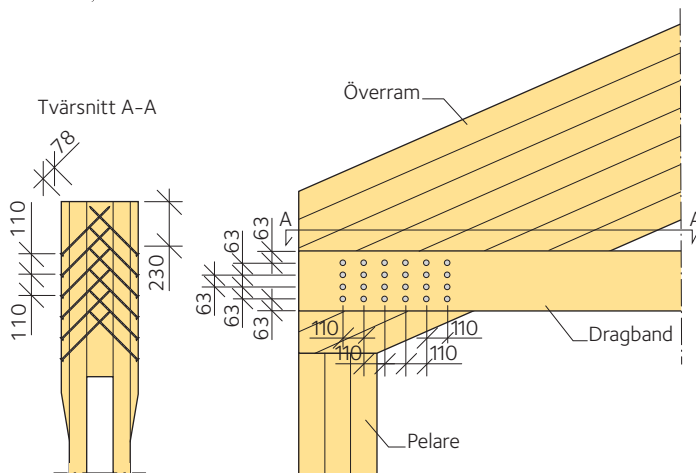
Skruvavstånden (SS-EN 1995-1-1, avsnitt 8.7.2):

$$a_{1,min} = 7 \cdot d = 7 \cdot 11 = 77 \text{ mm}$$

$$a_{2,min} = 5 \cdot d = 5 \cdot 11 = 55 \text{ mm}$$

$$a_{1CG,min} = 10 \cdot d = 110 \text{ mm}$$

$$a_{2CG,min} = 4 \cdot d = 44 \text{ mm}$$



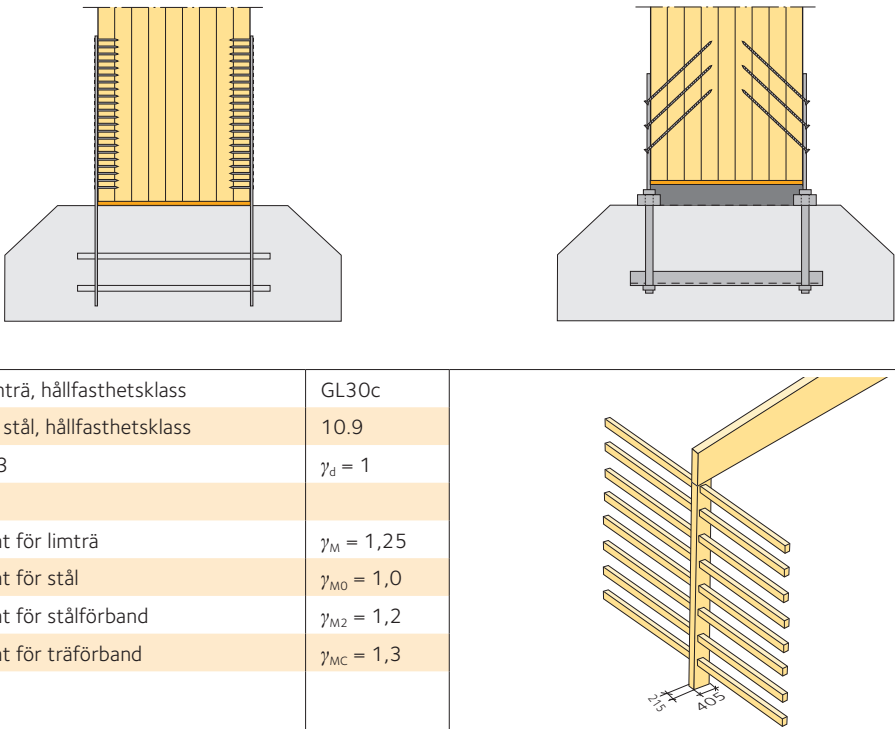
Kontrollera villkoret för bärförmåga:

$$\frac{F_{tie} \cdot \cos(45^\circ)}{n_{rows} \cdot n_{ef} \cdot F_{td}} = \frac{301 \cdot \cos(45^\circ)}{4,5 \cdot 11,89} = 0,89 < 1 \quad \text{OK}$$

Exempel 18: Fast inspänd pelarfot

18.1 Konstruktion, mått och dimensioneringsunderlag

Dimensionera den fast inspända pelarfoten enligt nedan.
Infästningen avser pelaren som dimensioneras i *exempel 6, sidan 117*.



Pelaren är av limträ, hållfasthetsklass	GL30c
Skruvarna är av stål, hållfasthetsklass	10.9
Säkerhetsklass 3	$\gamma_d = 1$
Klimatklass 1	
Partialkoefficient för limträ	$\gamma_M = 1,25$
Partialkoefficient för stål	$\gamma_{M0} = 1,0$
Partialkoefficient för stålförband	$\gamma_{M2} = 1,2$
Partialkoefficient för träförband	$\gamma_{MC} = 1,3$

18.2 Normalkraft, skjuvning och böjmoment

Förbandet dimensioneras med hänsenande till inre krafter och böjmoment som beräknas i *exempel 6, sidan 117*.

Kombination 2 (Vindlast huvudlast, $k_{\text{mod}} = 0,9$):

$$q_{\text{ver},2} = \gamma_d \cdot \left[\gamma_g \cdot (g_{k,\text{beam}} + g_{k,2}) + 0 \cdot \psi_{0,s} \cdot s_k \right] = 1 \cdot \left[1 \cdot (1,2 + 4) + 0 \cdot 0,6 \cdot 7,9 \right] = 5,2 \text{ kN/m}$$

$$q_{w,p,2} = \gamma_d \cdot \gamma_q \cdot q_{w,k,\text{pos}} = 1 \cdot 1,5 \cdot 2,7 = 4,1 \text{ kN/m}$$

$$q_{w,n,2} = \gamma_d \cdot \gamma_q \cdot q_{w,k,\text{neg}} = 1 \cdot 1,5 \cdot 1,44 = 2,16 \text{ kN/m}$$

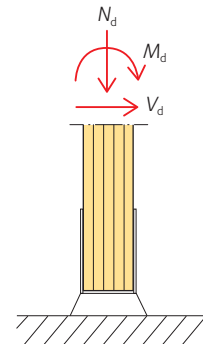
$$q_{w,i,2} = \gamma_d \cdot \gamma_q \cdot q_{w,k,\text{int}} = 1 \cdot 1,5 \cdot 1,26 = 1,89 \text{ kN/m}$$

Den största dragkraften i förbandet fås när vertikallasterna har sitt minsta värde:

$$M_d = 78,4 \text{ kN}$$

$$N_d = 51,6 \text{ kN}$$

$$V_d = 30,9 \text{ kN}$$



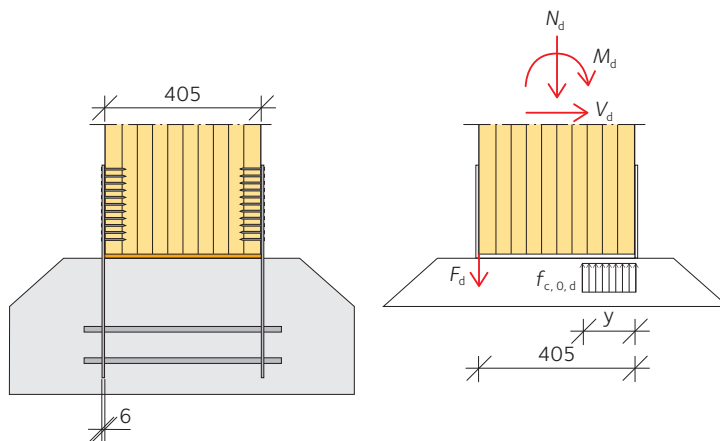
18.3 Dimensionering av förbandet

Två förband dimensioneras.

a) Fast inspänd pelarfot med spikförband

Spikar $60 \times 4 \text{ mm}^2$, $f_u = 800 \text{ MPa}$;

Stålplåtarnas tjocklek $t_s = 6 \text{ mm}$, stålsort S355.



Längden av det tryckta området y och storleken av dragkraften F_d :

$$y = h \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_d + N_d \cdot h}{b \cdot h^2 \cdot f_{c,0,d}}} \right) = 405 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 78,4 \cdot 10^6 + 51,6 \cdot 10^3 \cdot 405}{215 \cdot 405^2 \cdot 15,68}} \right) = 71,36 \text{ mm}$$

$$F_d = b \cdot y \cdot f_{c,0,d} - N_d = 215 \cdot 71,4 \cdot 15,7 - 51,6 \cdot 10^3 = 188975,2 \text{ N}$$

En spiks bärförmåga, se tabell 13.19, sidan 71:

$$t_{\text{pen,min}} = 41 \text{ mm} < t_{\text{pen}} = 52 \text{ mm}$$

$$R_k = 1,72 \text{ kN}$$

$$R_d = R_k \cdot \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_{\text{MC}}} = 1,72 \cdot \frac{0,9}{1,3} = 1,19 \text{ kN}$$

Antalet vertikala rader som får plats i stålplåten är $n_{\text{rows}} = 19$ (spikarna placeras förskjutna som bilden nedan visar). Då blir det erforderliga antalet horisontella rader:

$$n_{\text{ef,min}} = \frac{F_d}{n_{\text{rows}} \cdot R_d} = \frac{188,98}{19 \cdot 1,19} = 8,35$$

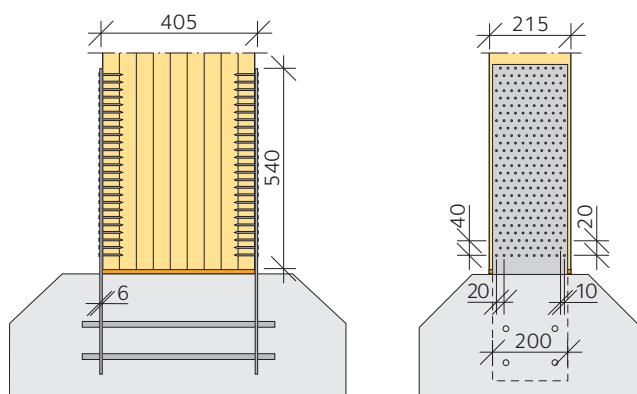
Beakta att det effektiva antalet fästdon är mindre än det faktiska antalet.

Välj därför 13 spikar i rad parallellt med fibrerna:

$$n = 13$$

$$n_{\text{ef}} = n^{k_{\text{ef}}} = 8,8$$

Använd standardiserade spikningsplåtar.



Kontrollera villkoret för spikarnas bärförmåga:

$$F_{\text{v,rd}} = n_{\text{rows}} \cdot n_{\text{ef}} \cdot R_d = 19 \cdot 8,8 \cdot 1,2 = 200,2 \text{ kN}$$

$$\frac{F_d}{F_{\text{v,rd}}} = \frac{188,975}{200,186} = 0,944 < 1 \quad \text{OK}$$

Kontrollera villkoret för stålplåtens bärförmåga:

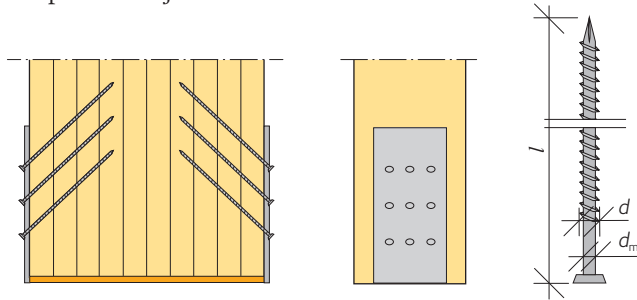
$$A_{\text{net}} = t_s \cdot (b_1 - n_{\text{rows}} \cdot d_{\text{hole}}) = 6 \cdot (200 - 19 \cdot 5) = 630 \text{ mm}^2$$

$$N_{\text{Rd,steel}} = 0,9 \cdot \frac{f_{\text{uk}} \cdot A_{\text{net}}}{1,2} = 0,9 \cdot \frac{430 \cdot 630}{1,2} = 2,03 \cdot 10^5 \text{ N}$$

$$\frac{F_d}{N_{\text{Rd,steel}}} = \frac{189}{203,2} = 0,9 < 1 \quad \text{OK}$$

b) Fast inspänd pelarfot med träskruvar

Träskruvar $300 \times 11 \text{ mm}^2$, $f_u = 1000 \text{ MPa}$;
Stålplåtarnas tjocklek $t = 6 \text{ mm}$.



Använd helgängade träskruvar:

$$l = 300 \text{ mm}$$

$$d = 11 \text{ mm}$$

$$d_m = 7,5 \text{ mm}$$

$$f_u = 1000 \text{ MPa}$$

Bärförmåga för träskruvens utdragning när vinkeln mellan träskruvens axel och fibrerna är 45°
(SS-EN 1995-1-1, ekvation 8.38):

$$l_{ad} = 300 - t_s \cdot \sqrt{2} = 291,5 \text{ mm}$$

$$f_{ax,k,s} = 0,52 \cdot d^{-0,5} l_{ad}^{-0,1} \cdot \rho_k^{0,8} = 0,52 \cdot 11^{-0,5} \cdot 291,51^{-0,1} \cdot 390^{0,8} = 10,51 \text{ MPa}$$

$$k_d = \min\left(1, \frac{d}{8}\right) = 1,0$$

$$F_{ax,k,rk} = \frac{f_{ax,k,s} \cdot d \cdot l_{ad} \cdot k_d}{1,2 \cdot \cos(\alpha)^2 + \sin(\alpha)^2} = \frac{10,5 \cdot 11 \cdot 291,5}{1,2 \cdot \cos(45^\circ)^2 + \sin(45^\circ)^2} = 30644,5 \text{ N}$$

Bärförmåga vid träskruvens dragning, se tabell 6.10, sidan 15:

$$F_{t,Rk} = 0,9 f_u \cdot \pi \cdot \frac{d_m^2}{4} = 3,98 \cdot 10^4 \text{ N}$$

Dimensioneringsvärdet för en träskruvs axiella bärförmåga:

$$F_{td} = \min\left(\frac{F_{ax,k,rk} \cdot k_{mod}}{\gamma_{MC}}, \frac{F_{t,s,k}}{\gamma_{M2}}\right) \cdot \cos(45^\circ) = \min\left(\frac{30,64 \cdot 0,9}{1,3}, \frac{39,76}{1,2}\right) \cdot \cos(45^\circ) = 15 \text{ kN}$$

Antalet vertikala skruvrader som får plats i dragbandet är $n_{rows} = 3$.

Då blir det erforderliga antalet horisontella rader:

$$n_{min} = \frac{F_d}{n_{rows} \cdot F_{td}} = \frac{188,98}{3 \cdot 15} = 4,2$$

Exempel 18: Fast inspänd pelarfot

Beakta att det effektiva antalet träskruvar är mindre än det faktiska antalet.
Välj därför 5 träskruvar parallellt med fibrerna:

$$n = 5$$

$$n_{\text{ef}} = n^{0,9} = 4,3$$

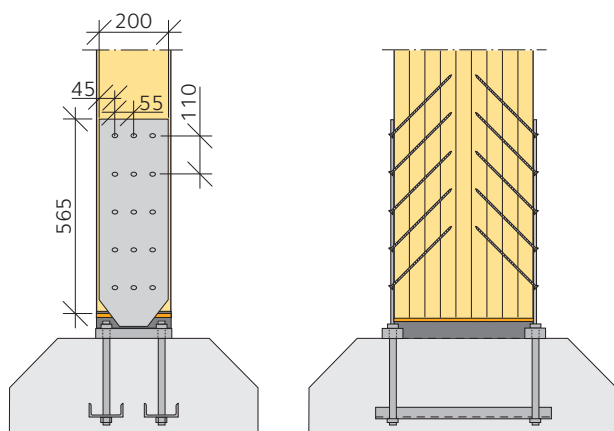
Skruvavstånden (SS-EN 1995-1-1, avsnitt 8.7.2):

$$a_{1,\text{min}} = 7 \cdot d = 7 \cdot 11 = 77 \text{ mm}$$

$$a_{2,\text{min}} = 5 \cdot d = 5 \cdot 11 = 55 \text{ mm}$$

$$a_{1\text{CG},\text{min}} = 10 \cdot d = 110 \text{ mm}$$

$$a_{2\text{CG},\text{min}} = 4 \cdot d = 44 \text{ mm}$$



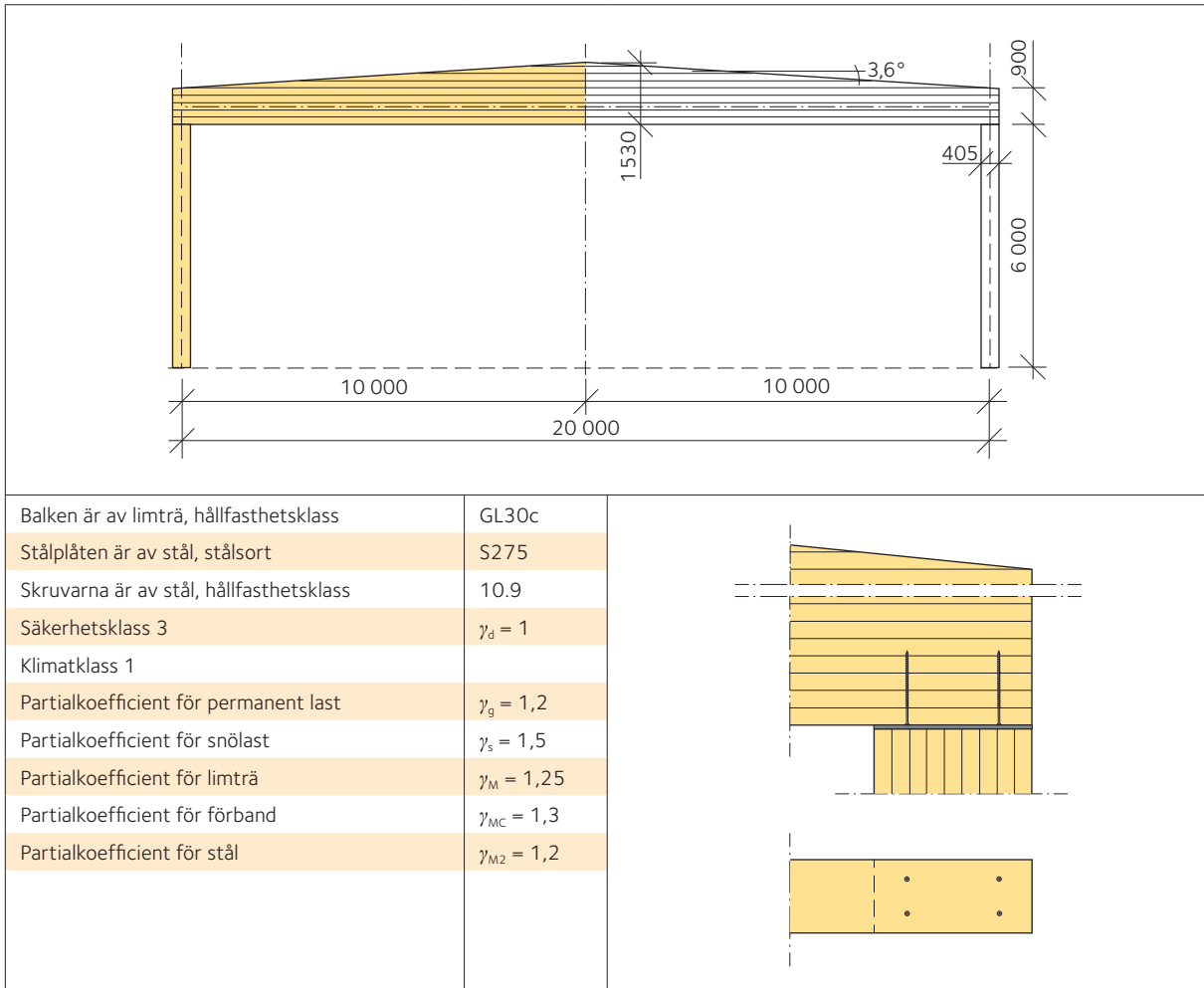
Kontrollera villkoret för bärförmågan:

$$\frac{F_d}{n_{\text{rows}} \cdot n_{\text{ef}} \cdot F_{\text{td}}} = \frac{188,98}{3 \cdot 4,26 \cdot 15} = 0,99 < 1 \quad \text{OK}$$

Exempel 19: Förstärkning av en balks upplag

19.1 Konstruktion, mått och dimensioneringsunderlag

Dimensionera förstärkningen vid balkens upplag enligt nedan.



19.2 Laster

Beakta följande laster vid dimensionering:

Limträbalkar

$$g_{k,1} = 1,1 \text{ kN/m}$$

Övrig permanent last

$$G_{k,2} = 1,0 \text{ kN/m}^2 \quad g_{k,2} = G_{k,2} \cdot i \cdot 1,1 = 1,5 \cdot 1,1 = 5,5 \text{ kN/m}$$

Snölast

$$S_k = 3 \text{ kN/m}^2 \quad s_k = S_k \cdot \mu \cdot i \cdot 1,1 = 3 \cdot 0,854 \cdot 5 \cdot 1,1 = 14,1 \text{ kN/m}$$

Faktorn 1,1 i ekvationerna ovan beaktar att sekundärbalkarna är kontinuerliga över primärbalkarna.

19.3 Lastkombinationer

Beakta två lastkombinationer (SS-EN 1990, avsnitt 6.4.3 och SS-EN 1991-1-3, avsnitt 5.3.3):

Kombination 1 (egentyngd, permanent last, $k_{\text{mod}} = 0,6$):

$$q_{\text{dI}} = \gamma_d \cdot [\gamma_g \cdot (g_{k,1} + g_{k,2})] = 1,2 \cdot (1,1 + 5,5) = 7,9 \text{ kN/m}$$

Kombination 2 (egentyngd + symmetrisk snölast, medellång last, $k_{\text{mod}} = 0,8$):

$$q_{\text{dII}} = \gamma_d \cdot [\gamma_g \cdot (g_{k,1} + g_{k,2}) + \gamma_s \cdot s_k] = [1,2 \cdot (1,1 + 5,5) + 1,5 \cdot 14,1] = 29,1 \text{ kN/m}$$

19.4 Beräkningar i brottgränstillstånd

a) Tryck vinkelrätt fibrerna vid upplag

Använd beräkningsmetoden presenterad i tabell 8.12, sidan 25:

$$N_{\text{Ed}} = q_{\text{dII}} \cdot \frac{l_{\text{tot}}}{2} = 296 \text{ kN} \quad \sigma_{c,90,d} = \frac{N_{\text{Ed}} \cdot 10^3}{b \cdot (h_{\text{ef}} + 30)} = \frac{296 \cdot 10^3}{190 \cdot (400 + 30)} = 3,63 \text{ MPa}$$

Kontrollera villkoret för tryckspänning vinkelrätt mot fibrerna (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.3):

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} = \frac{3,63}{1,75 \cdot 1,6} = 1,3 > 1 \quad \text{EJ OK}$$

Villkoret uppfylls inte, balkens upplag behöver förstärkas.

19.5 Förstärkning vid balkens upplag

Förstärkningen utförs med 4 stycken självborrande träskruvar och en stålplåt.

$$d = 11 \text{ mm}$$

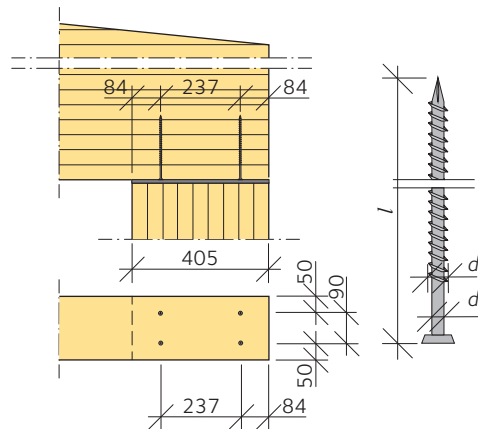
$$d_m = 7,5 \text{ mm}$$

$$f_{uk} = 1000 \text{ MPa}$$

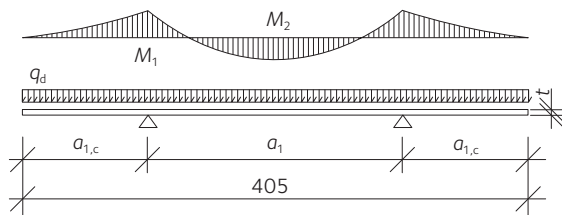
$$f_{yk} = 900 \text{ MPa}$$

$$l = 450 \text{ mm}$$

$$l_{ef} = l - d = 450 - 11 = 439 \text{ mm}$$



Träskruvarnas placering väljs så att stålplåtens tjocklek minimeras. Förstärkningens statistiska modell visas nedan.



Avstånd parallellt med fibrerna:

$$a_{1,\min} = 5 \cdot d = 55 \text{ mm}$$

Avstånd vinkelrätt mot fibrerna (mellan skruvradena):

$$a_{2,\min} = 5 \cdot d = 55 \text{ mm} \rightarrow a_2 = 90 \text{ mm}$$

Avstånd mellan träskruv och balkens ände:

$$a_{1c,\min} = 5 \cdot d = 55 \text{ mm}$$

Avstånd mellan träskruv och balkens kant::

$$a_{2e,\min} = 3 \cdot d = 33 \text{ mm} \rightarrow a_2 = 50 \text{ mm}$$

Avstånden mellan träskruvarna i balkens längsriktning väljs så, att plåtens böjmoment M_1 och M_2 blir lika stora:

$$M_1 = q_d \cdot \frac{a_{1,c}^2}{2}$$

$$M_2 = q_d \cdot \frac{a_1^2}{8} - M_1 \quad \rightarrow \quad a_{1,c} = \frac{a_1}{2 \cdot \sqrt{2}}$$

$$a_1 = h_{col} \cdot \frac{\sqrt{2}}{\sqrt{2} + 1}$$

$$h_{col} = 2 \cdot a_{1,c} + a_1$$

$$q_d = \frac{N_{Ed}}{h_{col}} = \frac{277200}{405} = 684 \text{ N/mm}$$

$$a_1 = h_{col} \cdot \frac{\sqrt{2}}{\sqrt{2} + 1} = 405 \cdot \frac{\sqrt{2}}{\sqrt{2} + 1} = 237 \text{ mm}$$

$$a_{1,c} = \frac{a_1}{2 \cdot \sqrt{2}} = \frac{237}{2 \cdot \sqrt{2}} = 84 \text{ mm}$$

$$M_{el} = W_{el} \cdot f_{y,d} = \frac{b_{col} \cdot t^2}{6} \cdot \frac{f_{y,k}}{\gamma_M} \quad \rightarrow \quad M_1 = M_{el} \quad \rightarrow \quad t_{min} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_1}{b_{col} \cdot f_{y,d}}}$$

$$M_1 = q_d \cdot \frac{a_{1,c}^2}{2} = 684 \cdot \frac{84^2}{2} = 2407725 \text{ Nmm}$$

$$t_{min} = \sqrt{\frac{6 M_1}{b_{col} \cdot f_{y,d}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 2407725,052}{190 \cdot 229,167}} = 18,21 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad t = 20 \text{ mm}$$

a) Träskruvens bärförmåga

Träskruvens bärförmåga vid inträngning vinkelrätt mot fibrerna (SS-EN 1995-1-1, ekvation 8.38):

$$f_{ax,k} = 0,52 \cdot d^{-0,5} l_{ef}^{-0,1} \cdot \rho_k^{0,8} = 0,52 \cdot 11^{-0,5} \cdot 439^{-0,1} \cdot 390^{0,8} = 10,09 \text{ MPa} \quad k_d = \min\left(1, \frac{d}{8}\right) = 1$$

$$F_{ax,k,rk} = \frac{f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot k_d}{1,2 \cdot (\cos(\alpha))^2 + \sin(\alpha)} = \frac{10 \cdot 11 \cdot 439}{1 \cdot \cos(90^\circ)^2 + \sin(90^\circ)} = 48727 \text{ N}$$

Träskruvens knäckning, se tabell 8.15, sidan 28:

Konstant för horisontell styvhet:

$$c_h = (0,19 + 0,012 \cdot d) \cdot \rho_k = (0,19 + 0,01 \cdot 11) \cdot 390 = 125,58$$

Träskruvens tröghetsmoment:

$$I_s = \frac{d_m^4 \cdot \pi}{64} = \frac{7,5^4 \cdot \pi}{64} = 155,3 \text{ mm}^4$$

Träskruvens bärförmåga relaterad till knäckning:

$$N_{cr} = \sqrt{c_h \cdot E_s \cdot I_s} \rightarrow \sqrt{125,6 \cdot 210000 \cdot 155,3} = 63999,6 \text{ N}$$

Träskruvens bärförmåga relaterad till flytgräns:

$$N_{pl} = \frac{\pi \cdot d_m^2 \cdot f_{yk}}{4} = \frac{\pi \cdot 8^2 \cdot 900}{4} = 39761 \text{ N}$$

Relativt slankhetstal:

$$\lambda_{\text{rel}} = \sqrt{\frac{N_{\text{pl}}}{N_{\text{cr}}}} = \sqrt{\frac{39760,8}{63999,6}} = 0,8$$

Faktor k :

$$k = 0,5 \cdot \left[1 + 0,49 \cdot (\lambda_{\text{rel}} - 0,2) + \lambda_{\text{rel}}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[1 + 0,49 \cdot (0,79 - 0,2) + 0,79^2 \right] = 0,95$$

Reduktionsfaktor vid knäckning:

$$k_c = \left(k + \sqrt{k - \lambda_{\text{rel}}^2} \right)^{-1} = \left(0,95 + \sqrt{0,95 - 0,79^2} \right)^{-1} = 0,65$$

Bärförmåga relaterad till träskruvens knäckning:

$$R_{\text{kl},k} = k_c \cdot \left(\frac{\pi \cdot d_m^2}{4} \right) \cdot f_{\text{yk}} = k_c \cdot \frac{\pi \cdot 8^2}{4} \cdot 900 = 25950 \text{ N}$$

Träskruvens bärförmåga är det mindre värdet av bärförmåga vid inträngning eller knäckning:

$$R_k = \min(f_{\text{ax},k,\text{rk}}, R_{\text{kl},k}) = \min(48,7, 25,9) = 25,9 \text{ kN}$$

b) Det förstärkta stödets bärförmåga vinkelrätt fibrerna

Se tabell 8.14, sidan 27:

$$l_{\text{ef},1} = h_{\text{ef}} + 30 = 400 + 30 = 430 \text{ mm}$$

$$l_{\text{ef},2} = h_{\text{col}} + 0,25 l_{\text{ef}} \cdot e^{\frac{3,3 l_{\text{ef}}}{h_0}} = 405 + 0,25 \cdot 439 \cdot e^{\frac{3,3 \cdot 439}{900}} = 953,88 \text{ mm}$$

$$R_{90,k} = \min(k_{e,90} \cdot b \cdot l_{\text{ef},1} \cdot f_{c,90,k} + n \cdot R_k; b \cdot l_{\text{ef},2} \cdot f_{c,90,k}) = \min(1,75 \cdot 190 \cdot 430 \cdot 2,5 + 4 \cdot 25,95 \cdot 10^3; 190 \cdot 953,88 \cdot 2,5) = 453090,88 \text{ N}$$

$$R_{90,d} = \frac{R_{90,k} \cdot k_{\text{mod}}}{\gamma_{\text{MC}}} = \frac{453,1 \cdot 0,8}{1,3} = 278,8 \text{ kN}$$

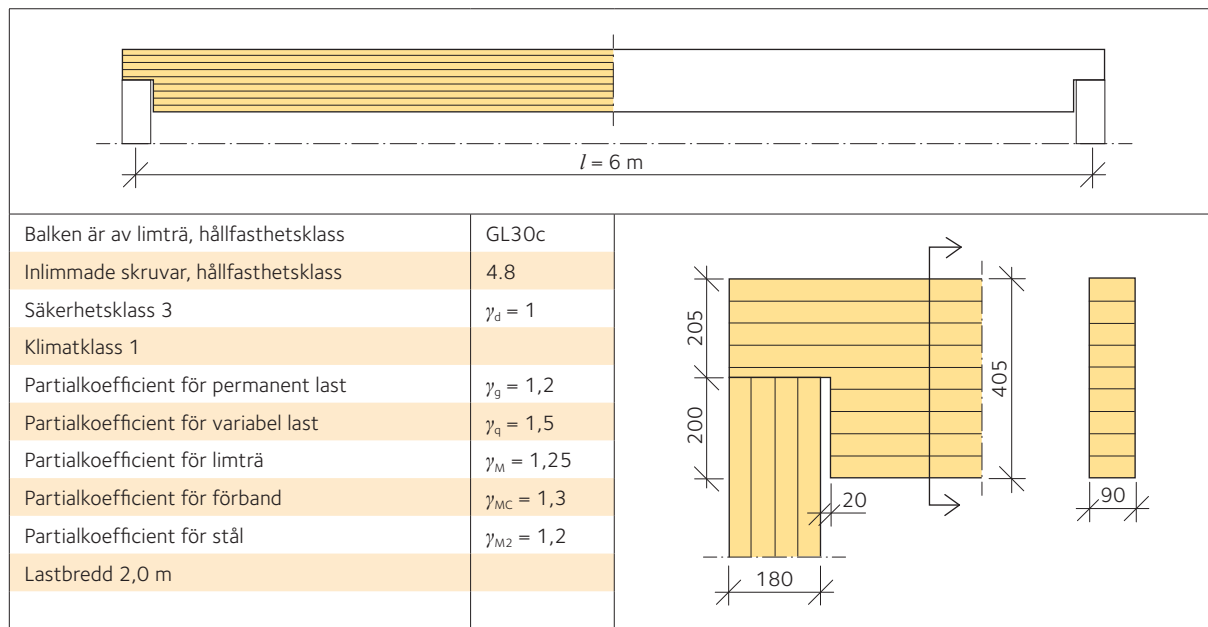
Kontrollera villkoret för tryckspänning vinkelrätt mot fibrerna vid det förstärkta upplaget:

$$\frac{N_{\text{Ed}}}{R_{90,d}} = \frac{277,2}{278,83} = 0,99 < 1 \quad \text{OK}$$

Exempel 20: Balk med urtag vid upplag

20.1 Konstruktion, mått och dimensioneringsunderlag

Dimensionera balken med urtag enligt nedan.



20.2 Laster

Beakta följande laster vid dimensionering:

Limträbalkar

$$g_{k,1} = 0,2 \text{ kN/m}$$

Övrig permanent last

$$G_{k,2} = 0,6 \text{ kN/m}^2 \quad g_{k,2} = G_{k,2} \cdot i = 0,6 \cdot 2,0 = 1,2 \text{ kN/m}$$

Variabel last

$$Q_k = 2 \text{ kN/m}^2 \quad q_k = Q_k \cdot i = 2 \cdot 2 = 4 \text{ kN/m}$$

20.3 Lastkombinationer

Beakta två lastkombinationer (SS-EN 1990, avsnitt 6.4.3 och SS-EN 1991-1-3, avsnitt 5.3.3):

Kombination 1 (egentyngd, permanent last, $k_{\text{mod}} = 0,6$):

$$q_{\text{dl}} = \gamma_d \cdot [\gamma_g \cdot (g_{k,1} + g_{k,2})] = 1,0 \cdot 1,2 \cdot (0,2 + 1,2) = 1,7 \text{ kN/m}$$

Kombination 2 (egentyngd + variabel last, medellång last, $k_{\text{mod}} = 0,8$):

$$q_{\text{dll}} = \gamma_d \cdot [\gamma_g \cdot (g_{k,1} + g_{k,2}) + \gamma_q \cdot q_k] = 1,0 \cdot [1,2 \cdot (0,2 + 1,2) + 1,5 \cdot 4,0] = 7,7 \text{ kN/m}$$

Välj den kritiska kombinationen i brottgränstillståndet:

$$\frac{q_{\text{dl}}}{k_{\text{mod},1}} = \frac{1,7}{0,6} = 2,8 < \frac{q_{\text{dll}}}{k_{\text{mod},2}} = \frac{7,7}{0,8} = 9,6$$

Sålunda är kombination 2 dimensionerande.

20.4 Beräkningar i brottgränstillstånd

Skjuvning vid upplag:

$$V_{\text{Ed}} = q_{\text{dll}} \cdot \frac{l}{2} = 7,7 \cdot \frac{6}{2} = 23 \text{ kN}$$

$$\tau_d = \frac{1,5 \cdot V_{\text{Ed}}}{b \cdot h_{\text{ef}}} = \frac{1,5 \cdot 23040}{90 \cdot 205} = 1,87 \text{ MPa}$$

Kontrollera villkoret för skjuvspänning (SS-EN 1995-1-1, ekvation 6.60):

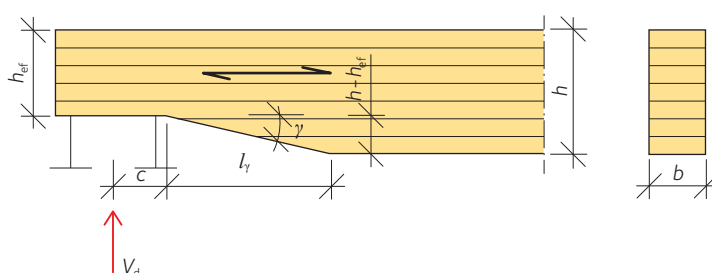
$$\frac{\tau_d}{k_{\text{cr}} \cdot f_{v,d}} = \frac{1,87}{0,86 \cdot 2,24} = 0,98 < 1 \quad \text{OK}$$

Kontrollera villkoret för skjuvspänning vid urtag vid upplag enligt *tabell 9.10, sidan 37*:

$$\alpha = \frac{h_{\text{ef}}}{h} = \frac{205}{405} = 0,5 \quad c = 110 \text{ mm}$$

$$l_\gamma = 0 \quad i = \frac{l_\gamma}{h - h_{\text{ef}}} = 0 \quad \gamma = 90^\circ$$

$$k_v = \min \left[1, \frac{6,5 \left(1 + 1,1 \cdot \frac{i^{1,5}}{\sqrt{h}} \right)}{\sqrt{h} \cdot \left[\alpha \cdot (1 - \alpha) + \sqrt{\frac{1}{\alpha} - \alpha^2} \cdot 0,8 \cdot \frac{c}{h} \right]} \right] = 0,41$$

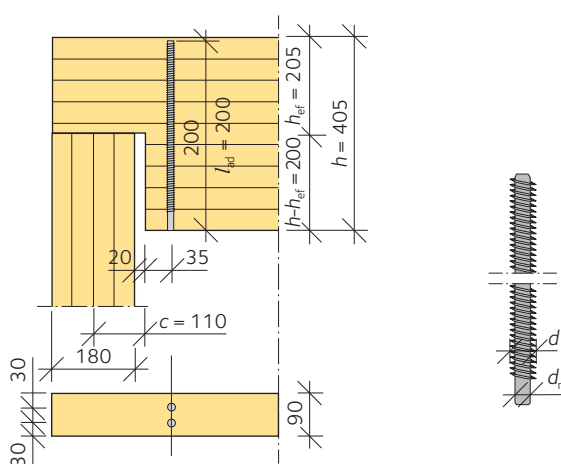


$$\frac{\tau_d}{k_v \cdot f_{v,d}} = \frac{1,87}{0,41 \cdot 2,24} = 2,03 > 1 \quad \text{EJ OK} \quad \text{Risk för brott}$$

Villkoret uppfylls inte, urtaget behöver förstärkas. Två förstärkningsmetoder dimensioneras:

- inlimmade skruvar.
- självborrande träskruvar.

20.5 Förstärkning med inlimmade skruvar



Använd inlimmade skruvar M10, hållfasthetsklass 4.8:

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

$$f_{\text{uk}} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = 58 \text{ mm}^2$$

$$l_{\text{ad}} = 200$$

Bärförmåga vid skruvens utdragnig, se tabell 13.23, sidan 74:

$$\kappa_1 = 1 \quad k_1 = 0,78$$

$$f_{ax,k} = 5,5 \text{ MPa}$$

$$R_{t,k,timber} = \pi \cdot (d+1) \cdot l_{ad} \cdot f_{ax,k} \cdot k_1 \cdot \kappa_1 = \pi \cdot (10+1) \cdot 200 \cdot 5,5 \cdot 0,8 = 29635,3 \text{ N}$$

Bärförmåga vid skruvens dragning, se tabell 13.23, sidan 74:

$$R_{t,k,rod} = 0,6 \cdot f_{uk} \cdot A_s = 1 \cdot 400 \cdot 58 = 13920 \text{ N}$$

Dimensioneringsvärdet för skruvens axiella bärförmåga:

$$R_t = \min \left(\frac{R_{t,k,rod}}{\gamma_{M2}}, \frac{k_{mod} \cdot R_{t,k,timber}}{\gamma_{MC}} \right) = \min \left(\frac{13,9}{1,2}, \frac{0,8 \cdot 29,6}{1,3} \right) = 11,6 \text{ kN}$$

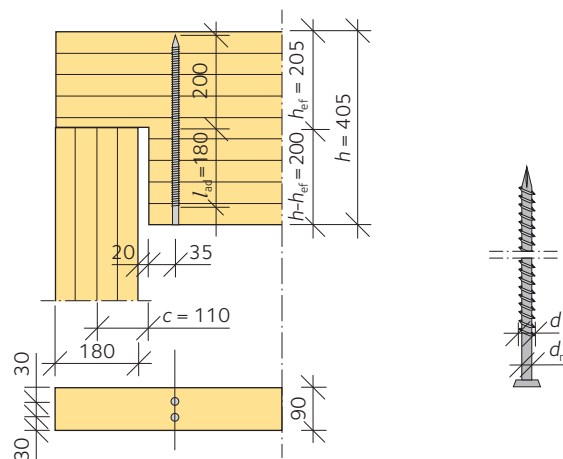
Dimensioneringsvärdet för dragkraft vinkelrätt mot fibrerna, se tabell 9.11, sidan 37:

$$F_{t,90,d} = 1,3 \cdot V_{Ed} \cdot \left[3 \cdot (1-\alpha)^2 - 2 \cdot (1-\alpha)^3 \right] = 1,3 \cdot 23 \cdot \left[3 \cdot (1-0,5)^2 - 2 \cdot (1-0,5)^3 \right] = 14,7 \text{ kN}$$

Kontrollera villkoret för dragning vinkelrätt mot fibrerna:

$$\frac{F_{t,90,d}}{n_r \cdot R_t} = \frac{14,7}{2 \cdot 11,6} = 0,63 < 1 \quad \text{OK}$$

20.6 Förstärkning med självborrande träskruvar



Använd självborrande träskruvar 9 × 400 mm:

$$f_u = 1000 \text{ MPa}$$

$$d = 9 \text{ mm} \quad d_m = 5,9 \text{ mm}$$

$$l_{ad} = 180 \text{ mm}$$

Träskruvens utdragskapacitet vid vinkel 90° mellan skruvaxel och fiberriktning. (SS-EN 1995-1-1, ekvation 8.38):

$$f_{ax,k,s} = 0,52 \cdot d^{-0,5} l_{ad}^{-0,1} \cdot \rho_k^{0,8} = 0,52 \cdot 9^{-0,5} \cdot 180^{-0,1} \cdot 390^{0,8} = 12,2 \text{ MPa}$$

$$k_d = \min\left(1, \frac{d}{8}\right) = 1$$

$$F_{ax,k,rk} = \frac{f_{ax,k,s} \cdot d \cdot l_{ad} \cdot k_d}{1,2 \cdot \cos(\alpha)^2 + \sin(\alpha)^2} = \frac{12,2 \cdot 9 \cdot 180}{1,2 \cdot \cos(90^\circ)^2 + \sin(90^\circ)^2} = 19757 \text{ N}$$

Bärförmåga vid träskruvens dragning, se tabell 6.10, sidan 15:

$$F_{t,Rk} = 0,9 f_u \cdot \pi \cdot \frac{d_m^2}{4} = 2,46 \cdot 10^4 \text{ N}$$

Dimensioneringsvärdet för en träskruvs axiella bärförmåga:

$$F_{t,d} = \min\left(\frac{F_{ax,k,rk} \cdot k_{mod}}{\gamma_{MC}}, \frac{F_{t,s,k}}{\gamma_{M2}}\right) = \min\left(\frac{19,76 \cdot 0,8}{1,3}, \frac{24,59}{1,2}\right) = 12,16 \text{ kN}$$

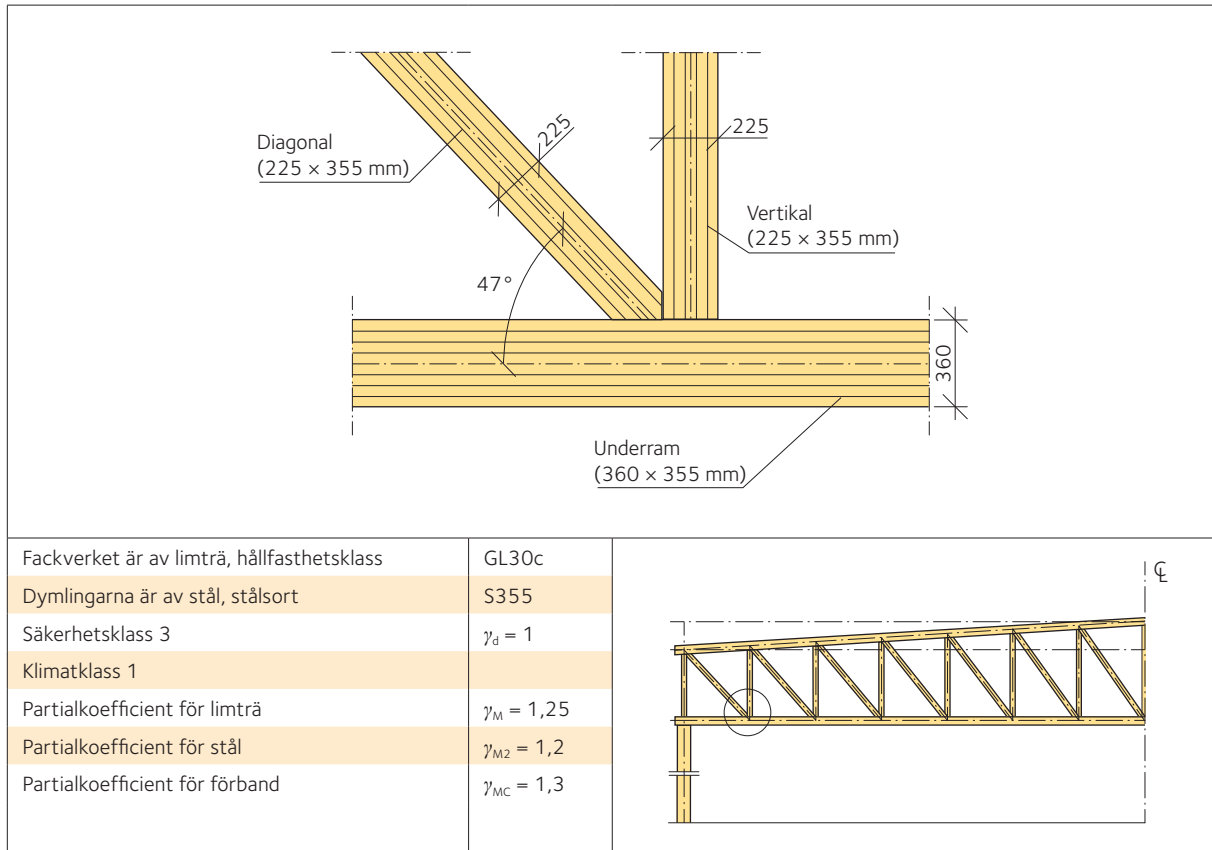
Kontrollera villkoret för dragning vinkelrätt mot fibrerna:

$$\frac{F_{t,90,d}}{n_r \cdot F_{t,d}} = \frac{14,7}{2 \cdot 12,16} = 0,6 < 1 \quad \mathbf{OK}$$

Exempel 21: Knutpunkt med inslitsade stålplåtar och dymlingar

21.1 Konstruktion, mått och dimensioneringsunderlag

Dimensionera knutpunkten med inslitsade stålplåtar och dymlingar enligt nedan. Förbandet avser fackverket som dimensioneras i *exempel 8, sidan 131*.



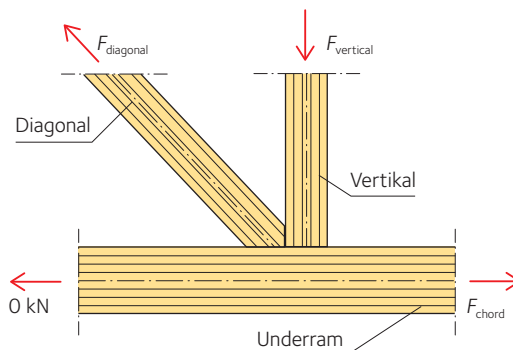
21.2 Inre krafter

Knutpunkten ska överföra följande krafter, se exempel 8, sidan 131:

$$F_{\text{vertical}} = 424 \text{ kN}$$

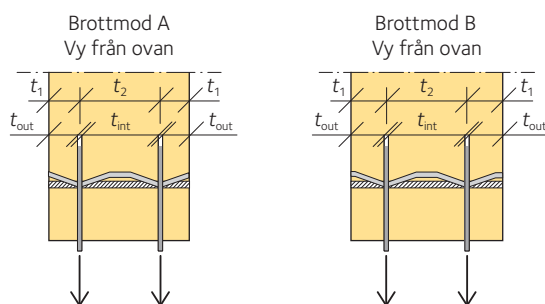
$$F_{\text{diagonal}} = 581 \text{ kN}$$

$$F_{\text{chord}} = 397 \text{ kN}$$



21.3 Dimensionering av förbandet

Välj avstånden mellan de inslitsade stålplåtarna så att sprödbrott kan undvikas. Sålunda bestäms bärförmågan av någondera brottmoderna nedan.



Stålsorten för både stålplåtarna och dymlingarna är S355.

Stålplåtar:

$$t = 8 \text{ mm}$$

$$f_{\text{yd}} = 355 \text{ MPa}$$

$$f_{\text{uk}} = 510 \text{ MPa}$$

Dymlingar:

$$d = 12 \text{ mm}$$

$$f_{\text{yd}} = 355 \text{ MPa}$$

$$f_{\text{uk}} = 510 \text{ MPa}$$

Hålkant hållfasthet (SS-EN 1995-1-1, ekvation 8.32):

$$f_{\text{h},0,\text{k}} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_{\text{k}} = 0,08 \cdot (1 - 0,01 \cdot 12) \cdot 390 = 28,14 \text{ MPa}$$

Dymlingarnas karakteristiska flytmoment (SS-EN 1995-1-1, ekvation 8.30):

$$M_{\text{y,Rk}} = 0,3 \cdot f_{\text{uk}} \cdot (d)^{2,6} = 0,3 \cdot 510 \cdot 12^{2,6} = 97850,4 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Minsta tjocklek för inre virkesdel, se tabell 13.10, sidan 63:

$$t_{\text{int}} = 1,15 \cdot 4 \cdot \sqrt{\frac{M_{y,\text{Rk}}}{f_{h,0,k} \cdot d}} = 1,15 \cdot 4 \cdot \sqrt{\frac{97850,41}{28,14 \cdot 12}} = 78,3 \text{ mm}$$

Minsta tjocklek för yttre virkesdelar, se tabell 13.10, sidan 63:

$$t_{\text{out,modeA}} = \sqrt{2 \cdot \frac{M_{y,\text{Rk}}}{f_{h,0,k} \cdot d}} = \sqrt{2 \cdot \frac{97850,41}{28,14 \cdot 12}} = 24,07 \text{ mm}$$

$$t_{\text{out,modeB}} = 1,15 \cdot 4 \cdot \sqrt{\frac{M_{y,\text{Rk}}}{f_{h,0,k} \cdot d}} = 1,15 \cdot 4 \cdot \sqrt{\frac{97850,41}{28,14 \cdot 12}} = 78,3 \text{ mm}$$

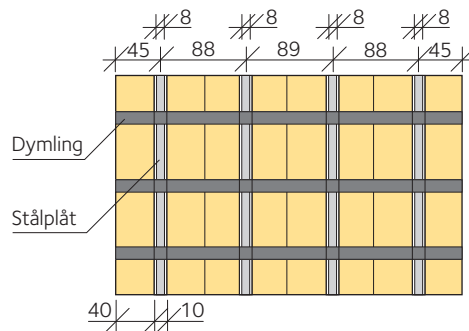
Välj 4 inslitsade stålplåtar, se figur 13.3, sidan 65. Förbandets geometri visas nedan:

$$t_2 = 88 \text{ mm}$$

$$t_1 = 45 \text{ mm}$$

$$n_{\text{max}} = 1 + \frac{b - 2 \cdot t_1}{t_2} = 1 + \frac{355 - 2 \cdot 45}{88} = 4,01 \rightarrow n = 4$$

$$2 \cdot t_1 + 3 \cdot t_2 = 354 \text{ mm} < 355 \text{ mm} \quad \text{OK}$$



Eftersom $24 \text{ mm} < t_1 = 45 \text{ mm} < 78 \text{ mm}$ fås brottmod A, se tabell 13.10, sidan 63.

Bärförmågan för en dymling, se tabell 13.10, sidan 63:

$$R_{k,\text{out}} = f_{h,0,k} \cdot d \cdot t_1 \cdot \left(\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,\text{Rk}}}{f_{h,0,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right) = 28,14 \cdot 12 \cdot 45 \cdot \left(\sqrt{2 + \frac{4 \cdot 97850,41}{28,14 \cdot 12 \cdot 45^2}} - 1 \right) = 9176,68 \text{ N}$$

$$R_{k,\text{int}} = 2 \cdot \left(1,15 \cdot 2 \cdot \sqrt{M_{y,\text{Rk}} \cdot f_{h,0,k} \cdot d} \right) = 2 \cdot 1,15 \cdot 2 \cdot \sqrt{97850,41 \cdot 28,14 \cdot 12} = 26442,98 \text{ N}$$

$$R_k = 2 \cdot R_{k,\text{out}} + (n - 1) \cdot R_{k,\text{int}} = 2 \cdot 9,2 + (4 - 1) \cdot 26,4 = 97,7 \text{ kN}$$

$$R_d = \frac{R_k \cdot k_{\text{mod}}}{\gamma_{\text{MC}}} = \frac{97,7 \cdot 0,8}{1,3} = 60,1 \text{ kN}$$

Exempel 21: Knutpunkt med inslitsade stålplåtar och dymlingar

Dymlingraderna i varje förbandsdel
Minimivstånd:

$$a_{1,\min} = 5 \cdot d = 60 \text{ mm}$$

$$a_{2,\min} = 3 \cdot d = 36 \text{ mm}$$

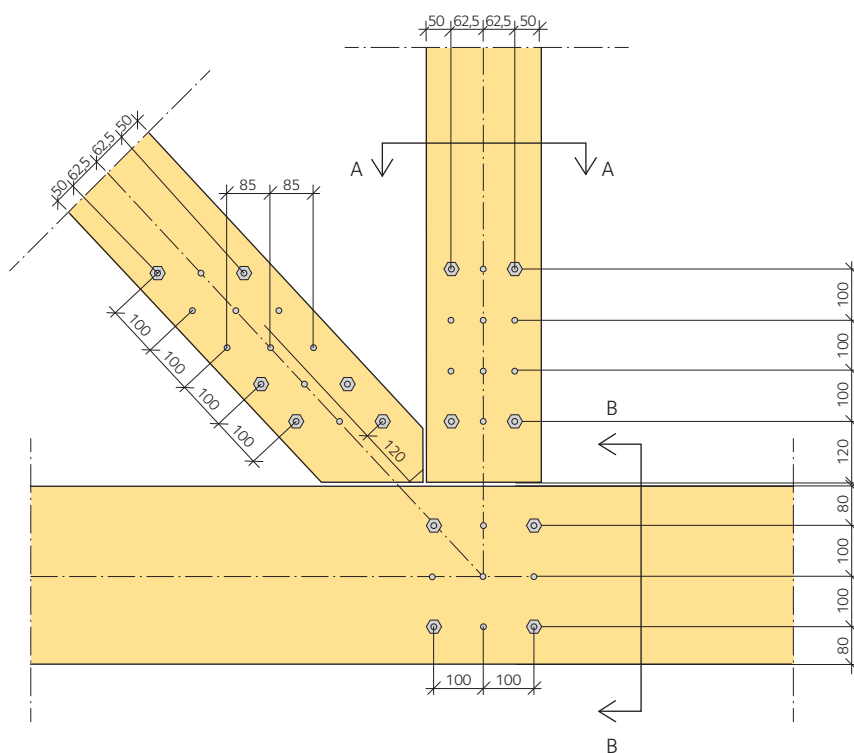
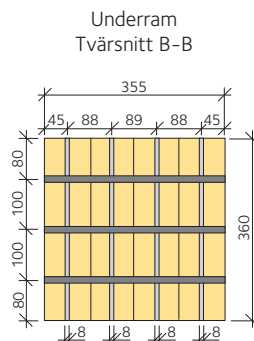
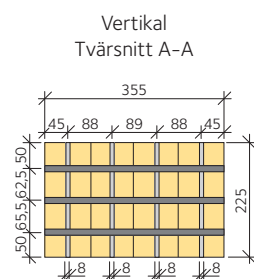
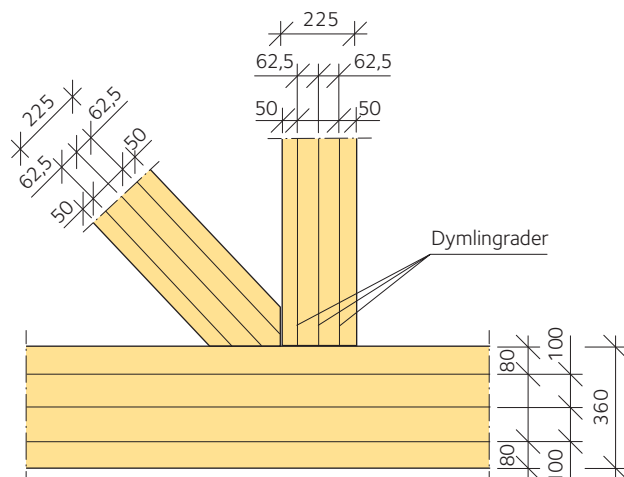
$$a_{3t,\min} = 7 \cdot d = 84 \text{ mm}$$

$$a_{4c,\min} = 3 \cdot d = 36 \text{ mm}$$

Varje element erhåller tre dymlingrader:

$$n_r = 3$$

Knutpunktens slutgiltiga geometri:



a) Dymlingförbandets bärförmåga

Antal dymlingar i varje rad

Diagonal:

$$n_{\text{diagonal}} = 5 \quad n_{\text{ef,diagonal}} = n_{\text{diagonal}}^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} = 5^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{100}{13 \cdot 12}} = 3,8$$

Vertikal:

$$n_{\text{vertical}} = 4 \quad n_{\text{ef,vertical}} = n_{\text{vertical}}^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} = 4^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{100}{13 \cdot 12}} = 3,1$$

Underram:

$$n_{\text{chord}} = 3 \quad n_{\text{ef,chord}} = n_{\text{chord}}^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} = 3^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{100}{13 \cdot 12}} = 2,4$$

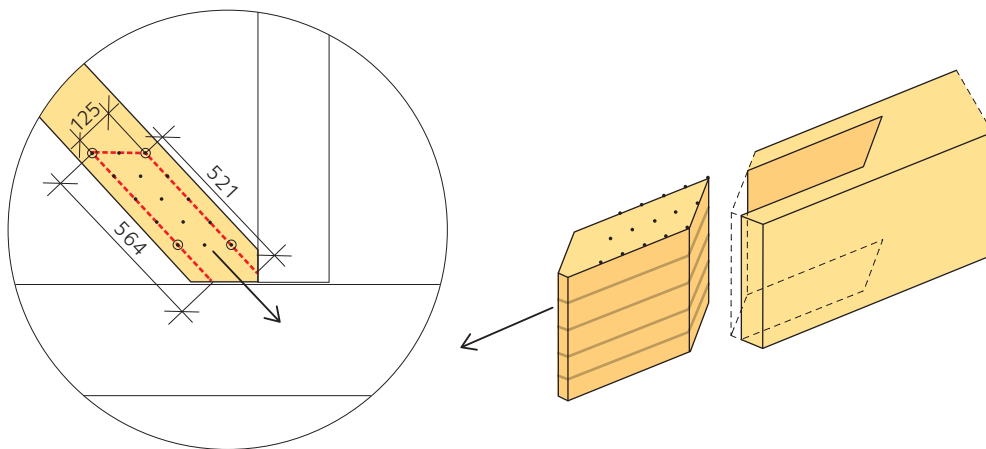
Kontrollera dymlingförbandets bärförmåga:

$$\frac{F_{\text{vertical}}}{n_r \cdot n_{\text{ef,vertical}} \cdot R_d} = \frac{424}{3 \cdot 3,12 \cdot 60,11} = 0,75 < 1 \quad \text{OK}$$

$$\frac{F_{\text{diagonal}}}{n_r \cdot n_{\text{ef,diagonal}} \cdot R_d} = \frac{581}{3 \cdot 3,81 \cdot 60,11} = 0,84 < 1 \quad \text{OK}$$

$$\frac{F_{\text{chord}}}{n_r \cdot n_{\text{ef,chord}} \cdot R_d} = \frac{397}{3 \cdot 2,41 \cdot 60,11} = 0,91 < 1 \quad \text{OK}$$

b) Blockskjuvning



Bärförmåga när brottet sker längs ytan som förenar de yttersta fästdonen:

$$F_{\text{bs,Rd}} = \max(1,5 \cdot A_{\text{net,t}} \cdot f_{\text{t0,d}}, 0,7 \cdot A_{\text{net,v}} \cdot f_{\text{v,d}}) = \max(1,5 \cdot 31815 \cdot 12,48, 0,7 \cdot 303975 \cdot 2,24) = 595577 \text{ N}$$

där:

$$l_{\text{net,t}} = 125 - 2 \cdot \frac{d}{2} - d = 101 \text{ mm}$$

$$l_{\text{net,v}} = 564 - 5 \cdot d + 521 - 5 \cdot d = 965 \text{ mm}$$

$$\Sigma t = 355 - 4 \cdot (t + 2) = 355 - 4 \cdot (8 + 2) = 315 \text{ mm}$$

$$A_{\text{net,t}} = l_{\text{net,t}} \cdot \Sigma t = 101 \cdot 315 = 31815 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{net,v}} = l_{\text{net,v}} \cdot \Sigma t = 965 \cdot 315 = 303975 \text{ mm}^2$$

Kontrollera bärförmåga vid blockskjuvning (SS-EN 1995-1-1, annex A):

$$\frac{F_{\text{diagonal}}}{F_{\text{bs,Rd}}} = \frac{581}{595,58} = 0,97 < 1 \quad \text{OK}$$

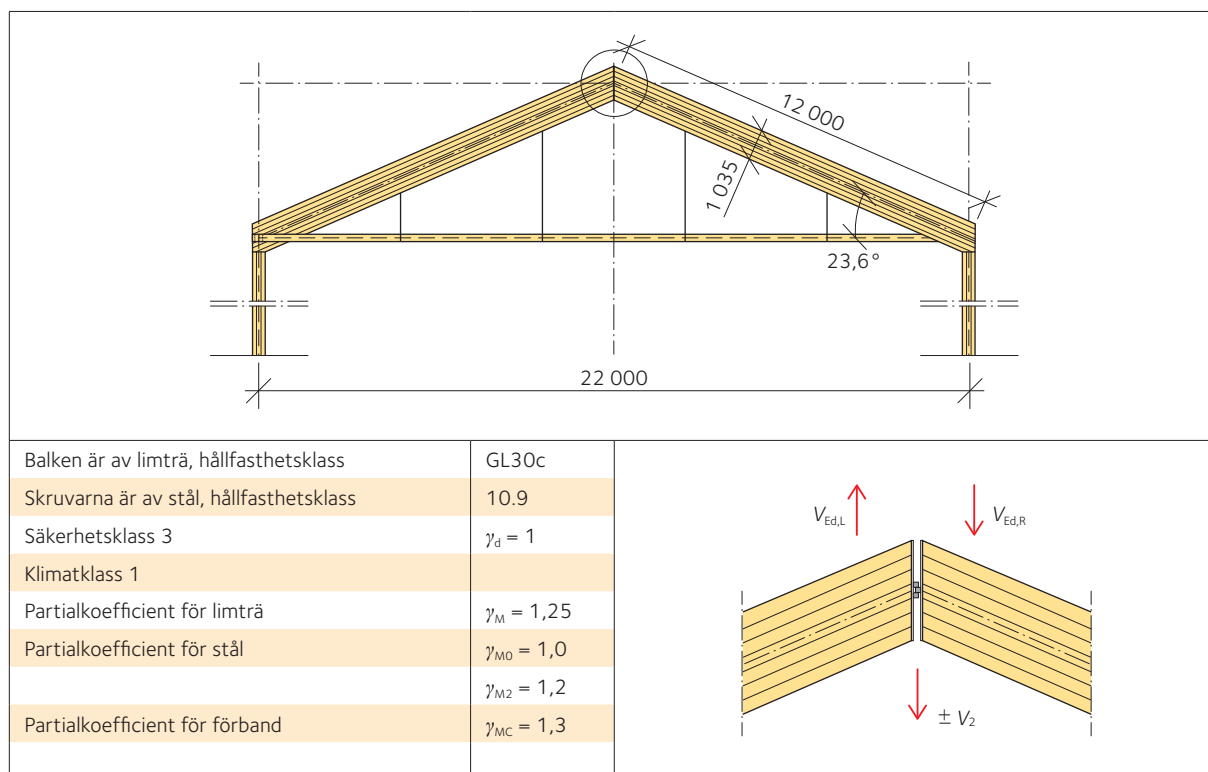
Det föreslagna förbandet har tillräcklig bärförmåga. Öka ändå antalet dymlingar i knutpunktens varje element med 10 – 15 procent för att uppta eventuella böjmoment och excentricitet i förbandet, se *Limträhandbok Del 2, kapitel 8, sidan 119*.

Exempel 22: Ledatnockförband

22.1 Konstruktion, mått och dimensioneringsunderlag

Dimensionera det ledade nockförbandet enligt nedan.

Förbandet avser konstruktionen som dimensioneras i *exempel 5, sidan 107*.



22.2 Tvärkraft vid nock

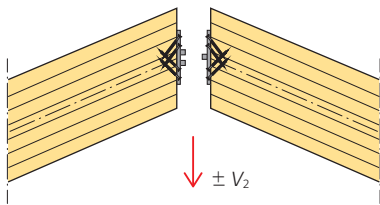
Tvärkraften V_2 som ska överföras är, se *exempel 5, sidan 107*:

Osymmetrisk snölast:

$$V_2 = \frac{(q_1 - q_2) \cdot l_{\text{tot}}}{8} = \frac{(26,4 - 12,8) \cdot 22}{8} = 37,5 \text{ kN}$$

Den symmetriska lasten ger inte upphov till tvärkrafter vid nocken.

22.3 Dimensionering av förbandet



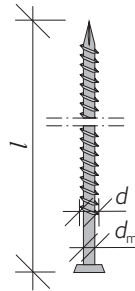
Använd helgängade träskruvar:

$$l = 300 \text{ mm}$$

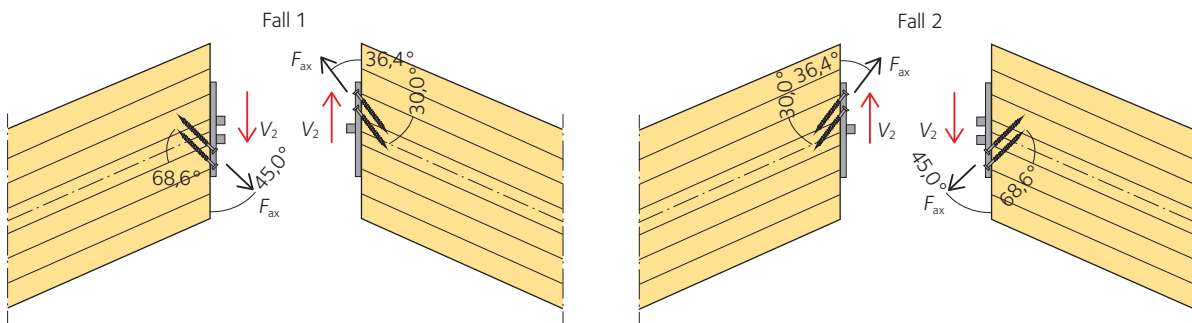
$$d = 9 \text{ mm}$$

$$d_m = 5,9 \text{ mm}$$

$$f_u = 1000 \text{ MPa}$$



Tvärkraftens riktning varierar beroende på vilken sida (högra eller vänstra) av taket som har mera last. Båda fallen beaktas.



Träskruvarna belastas enbart axiellt:

$$F_{\text{Ed},45^\circ} = \frac{V_2}{\cos(45^\circ)} = \frac{37,5}{\cos(45^\circ)} = 53,0 \text{ kN}$$

$$F_{\text{Ed},36,4^\circ} = \frac{V_2}{\cos(36,4^\circ)} = \frac{37,5}{\cos(36,4^\circ)} = 46,5 \text{ kN}$$

Bärförmåga för träskruvens utdragning när vinkeln mellan träskruvens axel och fibrerna är $68,6^\circ$ (SS-EN 1995-1-1, ekvation 8.38):

$$l_{ad} = 270 \text{ mm}$$

$$f_{ax,k,s} = 0,52 \cdot d^{-0,5} l_{ad}^{-0,1} \cdot \rho_k^{0,8} = 0,52 \cdot 9^{-0,5} \cdot 270^{-0,1} \cdot 390^{0,8} = 11,71 \text{ MPa}$$

$$k_d = \min\left(1, \frac{d}{8}\right) = \min\left(1, 0, \frac{9,0}{8,0}\right) = 1,0$$

$$F_{ax,k,rk} = \frac{f_{ax,k,s} \cdot d \cdot l_{ad} \cdot k_d}{1,2 \cdot \cos(\alpha)^2 + \sin(\alpha)^2} = \frac{11,7 \cdot 9 \cdot 270}{1,2 \cdot \cos(68,6^\circ)^2 + \sin(68,6^\circ)^2} = 27719,9 \text{ N}$$

Bärförmåga för träskruvens utdragning när vinkeln mellan träskruvens axel och fibrerna är 30° (SS-EN 1995-1-1, ekvation 8.38):

$$l_{ad} = 265 \text{ mm}$$

$$f_{ax,k,s} = 0,52 \cdot d^{-0,5} l_{ad}^{-0,1} \cdot \rho_k^{0,8} = 0,52 \cdot 9^{-0,5} \cdot 265^{-0,1} \cdot 390^{0,8} = 11,73 \text{ MPa}$$

$$F_{ax,k,rk} = \frac{f_{ax,k,s} \cdot d \cdot l_{ad} \cdot k_d}{1,2 \cdot \cos(\alpha)^2 + \sin(\alpha)^2} = \frac{11,7 \cdot 9 \cdot 265}{1,2 \cdot \cos(30^\circ)^2 + \sin(30^\circ)^2} = 24333,2 \text{ N}$$

Bärförmåga vid träskruvens dragning, se tabell 6.10, sidan 15:

$$F_{t,Rk} = 0,9 f_u \cdot \pi \cdot \frac{d_m^2}{4} = 0,9 \cdot 1000 \cdot 3,14 \cdot \frac{5,9^2}{4} = 24593,3 \text{ N}$$

Dimensioneringsvärdet för en träskruvs axiella bärförmåga när vinkeln mellan skruvaxeln och fibrerna är $68,6^\circ$:

$$F_{t,d,68,6} = \min\left(\frac{F_{ax,k,rk,68,6} \cdot k_{mod}}{\gamma_{MC}}, \frac{F_{t,s,k}}{\gamma_{M2}}\right) = \min\left(\frac{27,7 \cdot 0,8}{1,3}, \frac{24,6}{1,2}\right) = 17,1 \text{ kN}$$

Dimensioneringsvärdet för en träskruvs axiella bärförmåga när vinkeln mellan skruvaxeln och fibrerna är 30° :

$$F_{t,d,30} = \min\left(\frac{F_{ax,k,rk,30} \cdot k_{mod}}{\gamma_{MC}}, \frac{F_{t,s,k}}{\gamma_{M2}}\right) = \min\left(\frac{24,3 \cdot 0,8}{1,3}, \frac{24,6}{1,2}\right) = 15 \text{ kN}$$

Skruvavstånd (SS-EN 1995-1-1, avsnitt 8.7.2):

$$a_{1,min} = 7 \cdot d = 7 \cdot 9 = 63 \text{ mm}$$

$$a_{2,min} = 5 \cdot d = 5 \cdot 9 = 45 \text{ mm}$$

$$a_{1CG,min} = 10 \cdot d = 90 \text{ mm}$$

$$a_{2CG,min} = 4 \cdot d = 36 \text{ mm}$$

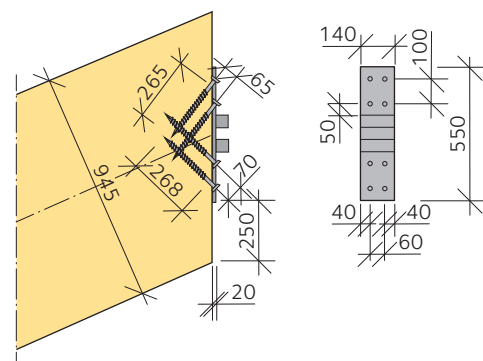
Antalet vertikala skruvrader som får plats är $n_{rows} = 2$.

Då blir det erforderliga antalet horisontella rader:

$$n_{row} = 2$$

$$n_{68,6} = 2 \quad n_{ef,68,6} = n_{68,6}^{0,9} = 1,87$$

$$n_{30} = 2 \quad n_{ef,30} = n_{30}^{0,9} = 1,87$$

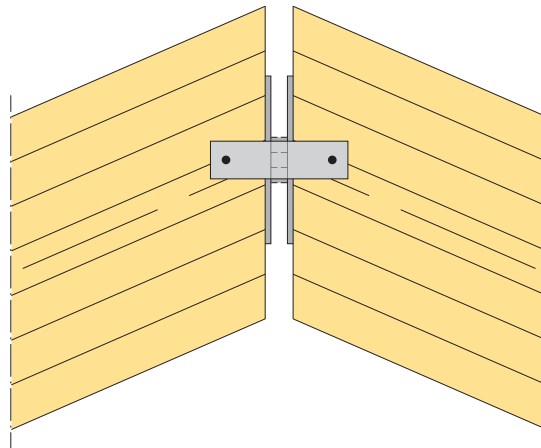


Kontrollera villkoret för bärförmågan vid skjuvning:

$$\frac{F_{\text{Ed},45^\circ}}{n_{\text{row}} \cdot n_{\text{ef},68,6} \cdot F_{\text{t,d},68,6}} = \frac{53,0}{2 \cdot 1,87 \cdot 17,06} = 0,83 \quad \text{OK}$$

$$\frac{F_{\text{Ed},36,4^\circ}}{n_{\text{row}} \cdot n_{\text{ef},30} \cdot F_{\text{t,d},30}} = \frac{46,5}{2 \cdot 1,87 \cdot 14,97} = 0,83 \quad \text{OK}$$

Använd två stålplåtar placerade på var sin sida om nockförbandet för att hålla konstruktionens delar på sin plats och för att uppta eventuella dragkrafter förorsakade av vinden.



Symboler

Symboler i SS-EN 1995-1-1.

Symbol	Förklaring
Latinska versaler	
A	Tvärsnittsytta
A_{ef}	Effektiv area för kontaktytan mellan en spikplåt och det underliggande träet; effektiv kontaktyta vid tryck vinkelrätt mot fiberriktningen
A_f	Flänsens tvärsnittsarea
$A_{net,t}$	Nettotvärsnittsarea vinkelrätt fiberriktningen
$A_{net,v}$	Nettoskjuvarea parallellt fiberriktningen
C	Fjäderkonstant
$E_{0,05}$	Elasticitetsmodulens 5-procentsfraktil
E_d	Elasticitetsmodulens dimensioneringsvärde
E_{mean}	Elasticitetsmodulens medelvärde
$E_{mean,fin}$	Slutligt medelvärde på elasticitetsmodulen
F	Kraft
$F_{A,Ed}$	Dimensionerande kraft på en spikplåt verkande i den effektiva areans tyngdpunkt
$F_{A,min,d}$	Minsta dimensionerande kraft på en spikplåt verkande i den effektiva areans tyngdpunkt
$F_{ax,Ed}$	Dimensionerande axialkraft på en förbindare
$F_{ax,Rd}$	Dimensionerande värde för axiell utdragsbärförmåga för en förbindare
$F_{ax,Rk}$	Karakteristiskt värde för axiell utdragsbärförmåga för en förbindare
F_c	Tryckkraft
F_d	Dimensionerande kraft
$F_{d,ser}$	Dimensionerande kraft i bruksgränstillståndet
$F_{f,Rd}$	Dimensionerande bärförmåga per förbindare i ett väggelement
$F_{i,c,Ed}$	Dimensionerande reaktionskraft (tryck) i änden av en väggskiva
$F_{i,t,Ed}$	Dimensionerande reaktionskraft (dragning) i änden av en väggskiva
$F_{i,vert,Ed}$	Vertikal last på en vägg
$F_{i,v,Rd}$	Dimensionerande bärförmåga vid skivverkan för delelement i eller vägg i
F_{Ia}	Tvärgående last
$F_{M,Ed}$	Dimensionerande kraft från ett dimensionerande moment
F_t	Dragkraft
$F_{t,Rk}$	Karakteristiskt värde för dragbärförmågan hos ett förband
$F_{v,0,Rk}$	Karakteristisk bärförmåga för en skruv med mellanlängsbricka längs fiberriktningen
$F_{v,Ed}$	Dimensionerande tvärkraft per skjuvningsplan för en förbindare; horisontell dimensionerande kraft på en väggskiva

$F_{v,Rd}$	Dimensionerande skjuvbärförmåga per skjuvningsplan för en förbindare; dimensionerande skjuvbärförmåga
$F_{v,Rk}$	Karakteristisk skjuvbärförmåga per skjuvningsplan för en förbindare
$F_{v,w,Ed}$	Dimensionerande tvärkraft i balkliv
$F_{x,Ed}$	Dimensioneringsvärde för en kraft i x-riktningen
$F_{y,Ed}$	Dimensioneringsvärde för en kraft i y-riktningen
$F_{x,Rd}$	Dimensioneringsvärde för en plåts bärförmåga i x-riktningen
$F_{y,Rd}$	Dimensioneringsvärde för en plåts bärförmåga i y-riktningen
$F_{x,Rk}$	Plåtens karakteristiska bärförmåga i x-riktningen
$F_{y,Rk}$	Plåtens karakteristiska bärförmåga i y-riktningen
$G_{0,05}$	Skjuvmodulens 5-procentsfraktil
G_d	Skjuvmodulens dimensioneringsvärde
G_{mean}	Skjuvmodulens medelvärde
H	En takstols totala höjd
I_f	Flänsens tröghetsmoment
I_{tor}	Vridtröghetsmoment
I_z	Tröghetsmoment kring den vekare axeln
K_{ser}	Förskjutningsmodul
$K_{ser,fin}$	Slutlig förskjutningsmodul
K_u	Momentan förskjutningsmodul vid brottgränstillstånd
$L_{net,t}$	Tvärsnittareans nettobredd vinkelrätt mot fiberriktningen
$L_{net,v}$	Nettolängd av brottyta vid skjuvning
$M_{A,Ed}$	Dimensionerande moment på en spikplåt
$M_{ap,d}$	Dimensionerande moment i hjässzonen
M_d	Dimensionerande moment
$M_{y,Rk}$	Karakteristiskt flytmoment för en förbindare
N	Axialkraft
$R_{90,d}$	Dimensionerande fläkbärförmåga
$R_{90,k}$	Karakteristisk fläkbärförmåga
$R_{ax,d}$	Dimensionerande bärförmåga för ett axiellt belastat förband
$R_{ax,k}$	Karakteristisk bärförmåga för ett axiellt belastat förband
$R_{ax,\alpha,k}$	Karakteristisk bärförmåga i en vinkel α mot fiberriktningen
R_d	Dimensionerande värde på bärförmåga
$R_{ef,k}$	Effektiv karakteristisk bärförmåga för ett förband
$R_{w,d}$	Dimensionerande skjuvbärförmåga för en vägg
R_k	Karakteristisk bärförmåga
$R_{sp,k}$	Karakteristisk fläkbärförmåga
$R_{to,k}$	Karakteristisk bärförmåga för en tandbricka

$R_{v,d}$	Dimensionerande skjuvbärförmåga för en vägg
V	Tvärkraft; volym
V_{ur}, V_l	Tvärkrafterna i övre respektive nedre delen av en balk med ett hål
W_y	Böjmotstånd kring y-axeln
X_d	Dimensionerande värde för en hållfasthetsegenskap
X_k	Karakteristiskt värde för en hållfasthetsegenskap
Latinska gemena	
a	Avstånd
a_1	Avstånd, parallellt fiberriktningen, mellan förbindare inom en rad
$a_{1,CG}$	Minsta ändavstånd till tyngdpunkten för träskruven i respektive virkesdel
a_2	Avstånd, vinkelrätt fiberriktningen, mellan rader av förbindare
$a_{2,CG}$	Minsta kantavstånd till tyngdpunkten för träskruven i respektive virkesdel
$a_{3,c}$	Avstånd mellan förbindare och obelastad ände
$a_{3,t}$	Avstånd mellan förbindare och belastad ände
$a_{4,c}$	Avstånd mellan förbindare och obelastad kant
$a_{4,t}$	Avstånd mellan förbindare och belastad kant
a_{bow}	Största initialkrokighet i en virkesdel i ett fackverk
$a_{bow,perm}$	Största tillåtna initialkrokighet i en virkesdel i ett fackverk
a_{dev}	Största placeringsavvikelse för ett fackverk
$a_{dev,perm}$	Största tillåtna placeringsavvikelse för ett fackverk
b	Bredd
b_i	Bredd hos skiva i eller vägg i
b_{net}	Fritt avstånd mellan väggreglar
b_w	Livets bredd
d	Diameter; gängans ytterdiameter
d_1	Diameter för centrumhålet hos en mellanläggsbricka; gängans innerdiameter
d_c	Mellanläggsbrickans diameter
d_{ef}	Effektiv diameter
d_h	Förbindarens huvuddiameter
$f_{h,i,k}$	Karakteristisk hållkanthållfasthet för trädel i
$f_{a,0,0}$	Karakteristisk förankringshållfasthet per ytenhet för $\alpha = 0^\circ$ och $\beta = 0^\circ$
$f_{a,90,90}$	Karakteristisk förankringshållfasthet per ytenhet för $\alpha = 90^\circ$ och $\beta = 90^\circ$
$f_{a,\alpha,\beta,k}$	Karakteristisk förankringshållfasthet
$f_{ax,k}$	Karakteristisk utdragshållfasthet för spetsändan för en spik; karakteristisk utdragshållfasthet
$f_{c,0,d}$	Dimensionerande tryckhållfasthet längs fiberriktningen
$f_{c,w,d}$	Dimensionerande tryckhållfasthet hos balkliv
$f_{f,c,d}$	Dimensionerande tryckhållfasthet hos balkfläns
$f_{c,90,k}$	Karakteristisk tryckhållfasthet vinkelrätt mot fiberriktningen
$f_{f,t,d}$	Dimensionerande draghållfasthet hos balkfläns

$f_{h,k}$	Karakteristisk hållkanthållfasthet
$f_{head,k}$	Karakteristisk genomdragshållfasthet för förbindare
f_1	Lägsta egenfrekvens
$f_{m,k}$	Karakteristisk böjhållfasthet
$f_{m,y,d}$	Dimensionerande böjhållfasthet kring y-axeln (huvudaxel)
$f_{m,z,d}$	Dimensionerande böjhållfasthet kring z-axeln (huvudaxel)
$f_{m,\alpha,d}$	Dimensionerande böjhållfasthet i vinkeln α mot fiberriktningen
$f_{t,0,d}$	Dimensionerande draghållfasthet längs fiberriktningen
$f_{t,0,k}$	Karakteristisk draghållfasthet längs fiberriktningen
$f_{t,90,d}$	Dimensionerande draghållfasthet vinkelrätt mot fiberriktningen
$f_{t,w,d}$	Dimensionerande draghållfasthet hos balkliv
$f_{u,k}$	Karakteristisk draghållfasthet för skruv
$f_{v,0,d}$	Dimensionerande panelskjuvhållfasthet
$f_{v,\alpha,\alpha,k}$	Karakteristisk utdragshållfasthet i vinkel α mot fiberriktningen
$f_{v,\alpha,\alpha,k}$	Karakteristisk utdragshållfasthet vinkelrätt mot fiberriktningen
$f_{v,d}$	Dimensionerande skjuvhållfasthet
h	Höjd; vägghöjd
h_{ap}	Hjässzonens höjd
h_d	Håldjup
h_e	Inträngningsdjup; avstånd till belastad kant
h_{ef}	Effektiv höjd
$h_{f,c}$	Höjd hos tryckt fläns
$h_{f,t}$	Höjd hos dragen fläns
h_{li}	Avstånd från hålets undre kant till elementets underkant
h_{tu}	Avstånd från hålets övre kant till elementets överkant
h_w	Livhöjd
i	Vinkel på urtag
$k_{c,y}, k_{c,z}$	Instabilitetsfaktor
k_{cr}	Sprickfaktor för skjuvbärförmåga
k_{crit}	Faktor som används vid beräkning av vippning
k_d	Dimensionsfaktor för skiva
k_{def}	Deformationsfaktor
k_{dis}	Korrektionsfaktor som tar hänsyn till spänningsfördelningen i hjässzonen
$k_{f,1}, k_{f,2}, k_{f,3}$	Korrektionsfaktorer för bärförmåga hos stagningar
k_h	Höjdfaktor
$k_{i,q}$	Faktor för utbredd last
k_m	Faktor som tar hänsyn till omfördelning av böjspänningar i ett tvärsnitt
k_{mod}	Lastvaraktighets- och fuktfaktor
k_n	Faktor för väggs beklädnad
k_r	Reduktionsfaktor

$k_{R,red}$	Reduktionsfaktor för bärförmåga
k_s	Faktor för avstånd mellan förbindare; korrektionsfaktor för fjäderkonstant
$k_{s,red}$	Reduktionsfaktor för inbördes avstånd
k_{shape}	Faktor beroende på tvärsnittets form
k_{sys}	Faktor för bärförmåga hos ett system
k_v	Reduktionsfaktor för balkar med urtag
k_{vol}	Volymfaktor
k_y eller k_z	Instabilitetsfaktor
$l_{a,min}$	Minsta förankringslängd för en inlimmad skruv
l, L	Spännvidd; kontaktlängd
l_A	Avstånd från ett hål till elementupplagets centrumlinje
l_{ef}	Effektiv längd; effektiv fördelningslängd
l_V	Avstånd från ett hål till elementets ände
l_z	Centrumavstånd mellan hål
m	Massa per ytenhet
n_{40}	Antal frekvenser under 40 Hz
n_{ef}	Effektivt antal förbindare
p_d	Utbredd last
q_i	Ekvivalent jämnt utbredd last
r	Krökningsradie
s	Avstånd/delning
s_0	Basavstånd mellan förbindare
r_{in}	Innerradie
t	Tjocklek
t_{pen}	Inträngning
u_{creep}	Krypdeformation
u_{fin}	Slutlig deformation
$u_{fin,G}$	Slutlig deformation för permanent last G
$u_{fin,Q,1}$	Slutlig deformation för den variabla huvudlasten Q_1
$u_{fin,Q,i}$	Slutlig deformation för samhörande variabla laster Q_i
u_{inst}	Momentan deformation
$u_{inst,G}$	Momentan deformation för permanent last G
$u_{inst,Q,1}$	Momentan deformation för den variabla huvudlasten Q_1
$u_{inst,Q,i}$	Momentan deformation för samhörande variabla laster Q_i
w_c	Överhöjning
w_{creep}	Krypnedböjning
w_{fin}	Slutlig nedböjning
w_{inst}	Momentan nedböjning
$w_{net,fin}$	Slutlig nettonedböjning
v	Impulshastighetsrespons

Grekiska gemena	
α	Vinkeln mellan x-riktningen och kraften i en spikplåt; vinkeln mellan kraft och fiberriktning; vinkeln mellan lastens angrepp och den belastade kanten (eller änden)
β	Vinkeln mellan fiberriktningen och kraften för en spikplåt
β_c	Rakhetsfaktor
γ	Vinkel mellan x-riktningen för en spikplåt och träelementets huvudriktning
γ_M	Partialkoefficient för materialegenskaper, tar också hänsyn till osäkerheter i beräkningsmodell och måttavvikelser
λ_y	Slankhetstal svarande mot böjning kring y-axeln
λ_z	Slankhetstal svarande mot böjning kring z-axeln
$\lambda_{rel,y}$	Relativt slankhetstal svarande mot böjning kring y-axeln
$\lambda_{rel,z}$	Relativt slankhetstal svarande mot böjning kring z-axeln
ρ_k	Karakteristisk densitet
ρ_m	Medeldensitet
$\sigma_{c,0,d}$	Dimensionerande tryckspänning längs fiberriktningen
$\sigma_{c,\alpha,d}$	Dimensionerande tryckspänning i vinkeln α mot fiberriktningen
$\sigma_{f,c,d}$	Medelvärde för dimensionerande tryckspänning i fläns
$\sigma_{f,c,max,d}$	Dimensionerande tryckspänning i flänsens yttersta fiber
$\sigma_{f,t,d}$	Medelvärde för dimensionerande dragspänning i fläns
$\sigma_{f,t,max,d}$	Dimensionerande dragspänning i flänsens yttersta fiber
$\sigma_{m,crit}$	Kritisk böjspänning
$\sigma_{m,y,d}$	Dimensionerande böjspänning kring y-axeln (huvudaxel)
$\sigma_{m,z,d}$	Dimensionerande böjspänning kring z-axeln (huvudaxel)
$\sigma_{m,\alpha,d}$	Dimensionerande böjspänning i vinkeln α mot fiberriktningen
σ_N	Normalspänning
$\sigma_{t,0,d}$	Dimensionerande dragspänning längs fiberriktningen
$\sigma_{t,90,d}$	Dimensionerande dragspänning vinkelrätt fiberriktningen
$\sigma_{w,c,d}$	Dimensionerande tryckspänning i balkliv
$\sigma_{w,t,d}$	Dimensionerande dragspänning i balkliv
τ_d	Dimensionerande skjuvspänning
$\tau_{F,d}$	Dimensionerande förankringsspänning av axiell kraft
$\tau_{M,d}$	Dimensionerande förankringsspänning av moment
$\tau_{tor,d}$	Dimensionerande skjuvspänning av vridning
ψ_0	Faktor för kombinationsvärde av variabla laster
ψ_1	Faktor för frekvent värde på variabel last
ψ_2	Faktor för kvasipermanent värde på variabel last
ζ	Relativ dämpning

Referenser

- AS 1720.1-1997 Timber structure. Part 1 Design methods. Standards Australia, 1997.
- CIB-W18/39-7-2, meeting 39, Florence, Italien, 2006.
- DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau. Beuth Verlag GmbH, 2013.
- SIA 265:2012 Holzbau. SIA, 2012.
- SS-EN 300:2006 OSB-skivor (skivor av orienterade stora spån) – Typer och krav. SIS Förlag AB, 2006.
- SS-EN 636:2012 + A1:2015 Plywood – Specifikationer. SIS Förlag AB, 2015.
- SS-EN 1990/A1:2005/AC:2010 Eurokod: Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk. SIS Förlag AB, 2010.
- SS-EN 1991-1-1:2002/AC:2009 Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 1-1: Allmänna laster – Tunghet, egentytngd, nyttig last för byggnader. SIS Förlag AB, 2009.
- SS-EN 1991-1-3:2003/AC:2009 + A1:2015 Eurokod 1: Laster på bärverk - Del 1-3: Allmänna laster – Snölast. SIS Förlag AB, 2015.
- SS-EN 1993-1-1:2005/AC:2009 + A1:2014 Eurokod 3: Dimensionering av stålkonstruktioner – Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader. SIS Förlag AB, 2014.
- SS-EN 1993-1-8:2005/AC:2009 Eurokod 3: Dimensionering av stålkonstruktioner – Del 1-8: Dimensionering av knutpunkter och förband. SIS Förlag AB, 2009.
- SS-EN 1995-1-1:2004/AC:2006 + A2:2014 Eurokod 5: Dimensionering av träkonstruktioner – Del 1-1: Allmänt – Gemensamma regler och regler för byggnader. SIS Förlag AB, 2014.
- SS-EN 10025-2:2004 Varmvalsade konstruktionsstål – Del 2: Tekniska leveransbestämmelser för olegerat stål. SIS Förlag AB, 2004.
- SS-EN 14080:2013 Träkonstruktioner – Limträ och limmat konstruktionsvirke – Krav. SIS Förlag AB, 2013.
- SS-EN 14081-1:2005 + A1:2011 Träkonstruktioner – Sågat konstruktionsvirke – Del 1: Allmänna krav för visuell och maskinell hållfasthetssortering. SIS Förlag AB, 2011.
- SS-EN 14279:2005 + A1:2009 Fanerträ (LVL) – Definitioner, klasser och specifikationer. SIS Förlag AB, 2009.
- SS-EN 14374:2004 Träkonstruktioner – Fanerträ (LVL) – Krav. SIS Förlag AB, 2004.
- SS-EN 15048-1:2007 Fästelement – Fästelement för icke förspända förband i stålkonstruktioner – Del 1: Allmänna krav. SIS Förlag AB, 2007.
- Stål- och träkonstruktioner AK II, Åkerlund, S., Lunds Tekniska Högskola, 1984.
- Typgodkännandebevis 1396/78, 2014-10-03. I limträ inlimmad skruv. SP, Sveriges Tekniska Forskningsinstitut, 2014.

Friskrivningar

Genom att använda innehållet i *Limträhandbok Del 3* godkänner du nedan angivna användarvillkor. All information i *Limträhandbok Del 3* tillhandahålls endast i informationssyfte och ska inte anses vara en rådgivande eller professionell relation med läsaren.

All information tillhandahålls i befintligt skick och utan någon form av garanti, i den utsträckning som tillåts av gällande lag. Även om utgivaren i rimlig omfattning försöker tillhandahålla tillförlitlig information i *Limträhandbok Del 3*, garanterar inte utgivaren att innehållet är fritt från felaktigheter, misstag och/eller avsaknad av information eller att innehållet är aktuellt och relevant för användarens behov.

Utgivaren, Föreningen Sveriges Skogsindustrier, lämnar ingen garanti för några resultat som härrör från nyttjandet av informationen som finns i *Limträhandbok Del 3*. All användning av information i *Limträhandbok Del 3* sker på eget ansvar och på egen risk.

Rättigheterna till innehållet i *Limträhandbok Del 3* tillkommer Föreningen Sveriges Skogsindustrier. Innehållet skyddas enligt upphovsrättslagen. Missbruk beivras. Kopiering av innehållet är förbjuden.

Föreningen Sveriges Skogsindustrier tar inte något ansvar för skada som må orsakas på grund av innehållet i *Limträhandbok Del 3*.

Svensk limträindustri

Råvarorna kommer från svenska skogar och de färdiga produkterna uppfyller den europeiska standarden för CE-märkt limträ. Varje limträstillverkare har en miljödeklaration och de är certifierade av ackrediterat certifieringsorgan.



Martinson Group AB

Burträskvägen 53
937 80 Bygdsiljum
Tel: 0914-207 00
Fax: 0914-207 81
www.martinsons.se



Glulam of Sweden AB

Folkets Husvägen 6
840 10 Ljungaverk
Tel: 0691-363 50
Fax: 0691-330 10
www.glulam.se



Setra Trävaror AB

Amungsvägen 17
770 70 Långshyttan
Tel: 0225-635 00
Fax: 0225-600 34
www.setragroup.com



Moelven Töreboda AB

Box 49
545 21 Töreboda
Tel: 010-122 62 00
Fax: 0506-162 63
www.moelven.se

Limträhandbok Del 3

© Föreningen Sveriges Skogsindustrier, 2016
Femte utgåvan

Utgivare

Skogsindustrierna
Svenskt Trä
Box 55525
102 04 STOCKHOLM
Tel: 08-762 72 60
Fax: 08-762 79 90
E-post: info@svenskttra.se
www.svenskttra.se

Projektledare

Roberto Crocetti – Lunds Tekniska Högskola
Johan Fröbel – Svenskt Trä

Redaktörer

Eric Borgström – Svenskt Trä
Johan Fröbel – Svenskt Trä

Författare

Roberto Crocetti – Lunds Tekniska Högskola
Simone Rossi – Universitetet i Trento, Italien

Referensgrupp och faktagranskare

Eric Borgström – Svenskt Trä
Leif Cederlöf – Setra Trävaror AB
Roberto Crocetti – Lunds Tekniska Högskola
Mikael Fonselius – Woodvalue, Finland
Johan Fröbel – Svenskt Trä
Holger Gross – Gross Produktion AB
Jouni Hakkarainen – Metsä Wood, Finland
Åge Holmestad – Moelven Limtre AS, Norge
Thomas Johansson – Moelven Töreboda AB
Rune Karlsson – Rune Karlssons Byggprojektering i Hedemora
Greger Lindgren – Martinsons Byggsystem KB
Harald Liven – Moelven Limtre AS, Norge
Päivi Myllylä – Puuinfo OY, Finland
Tero Vesanen – Finnish Glulam Association, Finland
Gunnar Utskot – Vestlandske Limtre Industri AS, Norge

Medarbetare

Bengt Friberg – ProService Kommunikation AB
Lotta Olsson – ProService Kommunikation AB
Gabrielle Roland Waldén – GW Information
Marie Åsell – Svenskt Trä

Illustrationer

Vendela Martinac – Thelander Arkitektur & Design AB
Cornelia Thelander – Thelander Arkitektur & Design AB

Foto

Sören Håkanlind, sidan 4, 8, 80
Thomas Harrysson, sidan 10
Åke E:son Lindman, sidan 1
Ola Högberg, sidan 12

Grafisk form och produktion

ProService Kommunikation AB

ISBN 978-91-980304-7-1

Publikationer och hemsidor från Svenskt Trä

Publikationer om limträ

Beställ via www.svenskttra.se/publikationer.



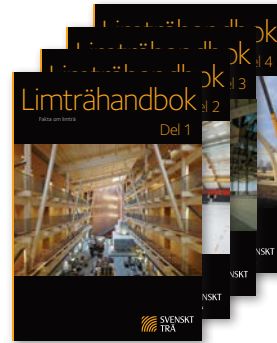
Drift och underhåll av limträ

Folder som beskriver ytbehandling och underhåll av limträ. 6 sidor. Format A4.



Hantera limträ rätt

Folder och snabbguide i färg som beskriver hur man lagrar limträ på byggarbetsplatsen. 6 sidor och etikett. Format A4.



Limträhandbok i fyra delar

1. Fakta om limträ. 88 sidor.
2. Projektering av limträkonstruktioner. 268 sidor.
3. Dimensionering av limträkonstruktioner. 224 sidor.
4. Planering och montage av limträkonstruktioner. 80 sidor. Format A4.



Limträ PocketGuide

Samlad information om limträ. 36 sidor. Format A6.

Publikationer om trä

Beställ via www.svenskttra.se/publikationer.



Att välja trä

Samlad information om materialet trä. 120 sidor. Format A4.



Dimensionering av träkonstruktioner i tre delar

1. Projektering av träkonstruktioner. 316 sidor.
2. Regler och formler enligt Eurokod 5. 64 sidor.
3. Exempel. 64 sidor. Format A4.



Guide för handelsortning och hållfasthetsklasser

12 sidor. Format A4.

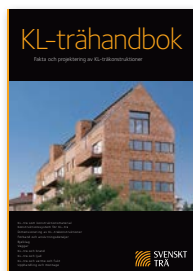
Handelsortning

En hjälpreda om sågade trävaror i Europa enligt SS-EN 1611-1. 60 sidor. Format A5.



Hantera virket rätt

Folder och etikett i färg som beskriver hur man lagrar trä på byggarbetsplatsen. 6 sidor och etikett. Format A4.



KL-trähandbok

Fakta om KL-trä, vägledning vid projektering och konstruktionsberäkningar för statisk dimensionering av KL-trä. 188 sidor i färg. Format A4.



Lathunden

En hjälpreda vid dimensionering och virkesåtgång. 84 sidor. Format A6. Finns även som app. Sök efter Lathunden i App Store eller Google Play och ladda ner.

Hemsidor



www.svenskttra.se



www.svenskttra.se/limtra



www.traguiden.se



www.traradhuset.se



Svenskt Trä verkar för kunskapsspridning, inspiration och utveckling som rör trä, träprodukter och träbyggande. Målsättningen är att genom information och inspiration öka träanvändningen i Sverige och på utvalda marknader utomlands. Svenskt Trä syftar också till att lyfta fram trä som ett konkurrenskraftigt, miljövänligt och hållbart material.

Svenskt Trä är en verksamhet inom branschorganisationen Skogsindustrierna. Bakom Svenskt Trä står svensk sågverks- och limträindustri.

© Föreningen Sveriges Skogsindustrier, 2016.

Box 55525
102 04 Stockholm
Tel: 08-762 72 60
Fax: 08-762 79 90
info@svenskttra.se
svenskttra.se



ISBN 978-91-980304-7-1