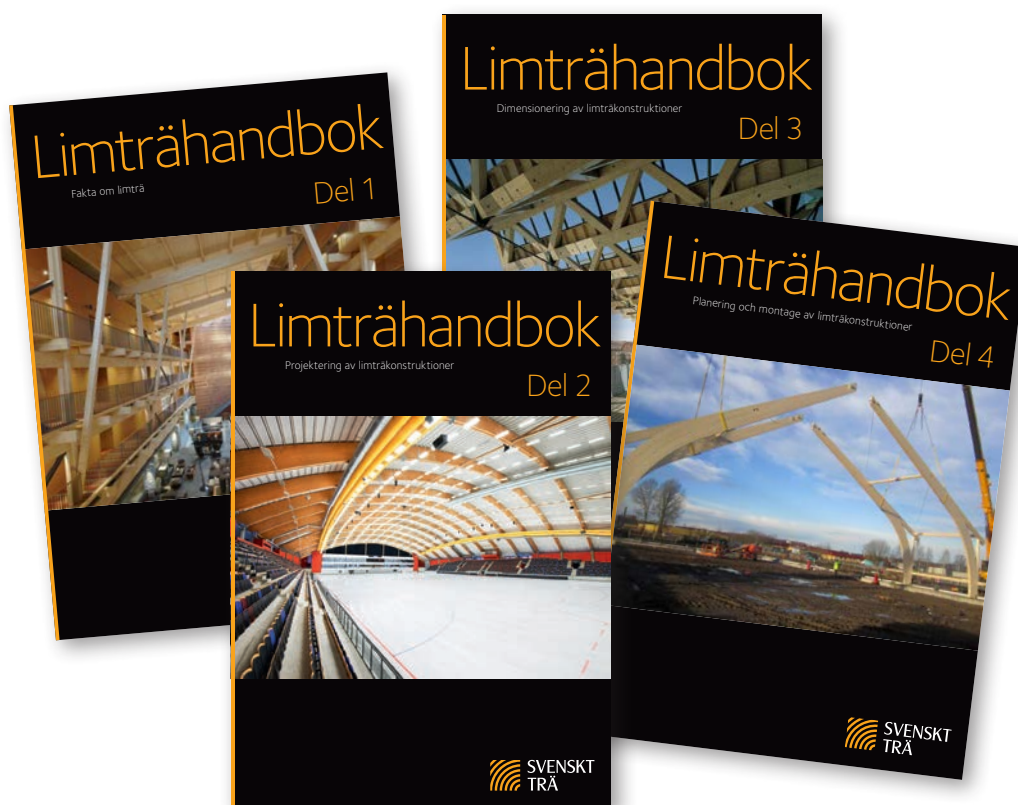


Limträhandbok

Projektering av limträkonstruktioner

Del 2





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 2 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 2* är att hjälpa konstruktören att dimensionera limträkonstruktioner. I synnerhet betonas förståelsen av:

- Bakgrunden för dimensionering av konstruktionssystem utförda med limträ, särskilt konstruktioner med lång spännvidd.
- Bakgrunden för dimensionering av förband i konstruktionssystem utförda med limträ.

Den här delen 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 fundamentala regler för dimensionering av ståldelar 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 SS-EN 1995-1-1 som består av föreskrifterna i Boverkets konstruktionsregler, EKS 10 (BFS 2015:6). När Eurokod 5 saknar regler eller presenterar ifrågasatta dimensioneringsmetoder har andra metoder föreslagits. Dimensionering av balkar med hål, upphängda laster nära balkens dragna kant och 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 (Holzbau) samt andra metoder som baserar sig på forskning och praktisk erfarenhet utnyttjas också.

Denna del riktar sig huvudsakligen till konstruktörer och studeranden vid högskolan.

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.

Lund, mars 2016

Roberto Crocetti, professor
Lunds Tekniska Högskola



Innehållsförteckning

Limträ som konstruktionsmaterial 8

- 1.1 Introduktion 9
- 1.2 Limträ i kretsloppet 10
- 1.3 Tillverkning av limträ 12
- 1.4 Limträelement – mått och form 20
- 1.5 Utseendekvalitet och ytbehandling 22
- 1.6 Transport och montage 25
- 1.7 Beställning och leverans 26

Dimensionering av trä- och limträkonstruktioner 28

- 2.1 Allmän inledning till dimensionering av konstruktioner 28
- 2.2 Tillämpning av Eurokoder 30
- 2.3 Särdrag för limträ, fanerträ och konstruktionsvirke 35
- 2.4 Rekommendationer för överhöjning och begränsning av nedböjning 38

Konstruktionssystem för limträ 39

- 3.1 Balkar och pelare 40
- 3.2 Kontinuerliga balkar 41
- 3.3 Fackverk 42
- 3.4 Treledstakstolar 43
- 3.5 Bågar 45
- 3.6 Ramar 46
- 3.7 Konsoler 46
- 3.8 Skalkonstruktioner 47
- 3.9 Sammansatta system 47
- 3.10 Limträbroar 48
- 3.11 Förband 50
- 3.12 Översiktstabell 51

Raka balkar och pelare 53

- 4.1 Balkar 53
- 4.2 Böjknäckning 62

Hål och urtag 70

- 5.1 Urtag i balkände 70
- 5.2 Förstärkning av urtag i balkände 72
- 5.3 Balkar med hål 75
- 5.4 Förstärkning av balkar med hål 79

Bruksgränstillstånd 82

- 6.1 Funktionskrav 82
- 6.2 Statiska deformationer 84
- 6.3 Vibrationer 95
- 6.4 Fuktrörelser 101

Snedsågade balkar, krökta balkar och bumerangbalkar 102

- 7.1 Balkar med varierande tvärsnittshöjd 102
- 7.2 Krökta balkar och bumerangbalkar 104
- 7.3 Dimensionering 106
- 7.4 Förstärkning av sadelbalkar, krökta balkar och bumerangbalkar mot dragspänningar vinkelrätt mot fiberriktningen 115

Fackverk 119

- 8.1 Fackverksgeometri 119
- 8.2 Preliminär dimensionering 123
- 8.3 Beräkning av krafter i stänger och förband 126
- 8.4 Kontroll i bruksgränstillstånd 128
- 8.5 Detaljer 129

Treledstakstolar 131

- 9.1 Treledstakstolar med enkla (oförstärkta) överramar 132
- 9.2 Preliminär dimensionering av treledstakstol med dragband av stål utsatt för jämnt fördelad last 135
- 9.3 Deformationskontroll 136
- 9.4 Förbanden 136

Ramar 140

- 10.1 Dimensionering av treledsram 140
- 10.2 Inre krafter och stödreaktioner 141
- 10.3 Dimensioneringsprocessen 142
- 10.4 Stabilitetskontroll 143
- 10.5 Dimensionering av ramhörn 148
- 10.6 Deformationskontroll 150
- 10.7 Detaljer 151

Bågar 153

- 11.1 Några nyttiga geometriska samband för låga bågar 155
- 11.2 Preliminär dimensionering 155
- 11.3 Dimensionering av treledsbågar 155
- 11.4 Stabilitetskontroll 159
- 11.5 Dragspänningar vinkelrätt mot fiberriktningen och skjuvspänningar 164
- 11.6 Detaljer 165

Takåsar 166

- 12.1 Omlottlagda takåsar 166
- 12.2 Takåsar med Gerbersystem 168
- 12.3 Snedställda takåsar 169

Horisontell stabilisering 170

- 13.1 Allmänt 171
- 13.2 Global stabilisering 171
- 13.3 Stagning av stora träkonstruktioner 172
- 13.4 Krav på stagningens bärförmåga och styvhets 189
- 13.5 Speciella teman 194

Förband och anslutningsdetaljer 198

- 14.1 Förband och anslutningar – översikt 199
- 14.2 Särskilda dimensioneringsprinciper 199
- 14.3 Pelarfot 208
- 14.4 Förband mellan balk och pelare 215
- 14.5 Förband mellan två balkar 218
- 14.6 Pelartopp 220
- 14.7 Skarvar – balkskarvar, nockskarvar, Gerberbeslag 224
- 14.8 Dragbandsinfästning 226
- 14.9 Fackverksknutpunkter 227

Utformning av limträdetaljer 228

- 15.1 Detaljutformning för effektiv kraftöverföring 228
- 15.2 Detaljutformning som tillåter dimensionsförändringar förorsakade av fuktförändringar 232
- 15.3 Detaljutformning för konstruktivt träskydd 234
- 15.4 Sammanfattning 235

Limträ och brand 236

- 16.1 Brännbarhet och termisk nedbrytning 236
- 16.2 Brandteknisk dimensionering 239
- 16.3 Beräkning av brandmotstånd enligt Eurokod 5 241
- 16.4 Förbandens brandmotstånd 243
- 16.5 Brandskydd av träkonstruktioner 246
- 16.6 Dimensionering och utförande 250
- 16.7 Brandmotstånd hos infästningsdetaljer och förband – några generella lösningar 252

Symboler 256

Referenser 259

Friskrivningar 264

Svensk limträindustri 265

Publikationer och hemsidor från Svenskt Trä 267



Limträ som konstruktionsmaterial

- 1.1 Introduktion 9
- 1.2 Limträ i kretsloppet 10
- 1.3 Tillverkning av limträ 12
 - 1.3.1 Tillverkningsprocess 13
 - 1.3.2 Certifierat limträ – CE-märkning 14
 - 1.3.3 Hållfasthet och styvhet 15
 - 1.3.4 Hållfasthetsklasser 16
 - 1.3.5 Klyvsågade balkar 19
 - 1.3.6 Lim 20
- 1.4 Limträelement – mått och form 20
 - 1.4.1 Produktionsstandard – lagarsortiment 21
 - 1.4.2 Största tvärsnittsmått 21
 - 1.4.3 Största längd 21
 - 1.4.4 Överhöjning 22
 - 1.4.5 Toleranser 22
- 1.5 Utseendekvalitet och ytbehandling 22
 - 1.5.1 Virke 22
 - 1.5.2 Limfogar 22
 - 1.5.3 Utseendekvalitet 23
 - 1.5.4 Ytbehandling 23
 - 1.5.5 Konstruktivt träskydd 24
 - 1.5.6 Skydd vid transport, lagring och montage 24
- 1.6 Transport och montage 25
 - 1.6.1 Transport 25
 - 1.6.2 Montage 26
- 1.7 Beställning och leverans 26
 - 1.7.1 Beskrivning 26
 - 1.7.2 Måttsättning 27

Limträ är en högt förädlad träprodukt som lämpar sig utmärkt till krävande konstruktioner. De enskilda trälamellerna, som sorteras med avseende på hållfasthet och sedan fingerskarvas, kan limmas ihop till nästan vilken form och storlek som helst. Eftersom råmaterialet trä är fullständigt förnybart är limträ som till 99 viktsprocent består av trä ett fördelaktigt material från miljösynpunkt.

Limträ har utmärkta hållfasthets- och styvhetsegenskaper och bättre än konstruktionsvirke av motsvarande storlek. I förhållande till sin egetyngd har limträ högre bärförmåga än andra konstruktionsmaterial och därför kan man bygga stora konstruktioner med spännvidder ända upp till 150 m. Även längre spännvidder än så är tekniskt möjliga. Eftersom tvärsnittet kan utformas fritt och limträelementets tvärsnittshöjd kontinuerligt kan varieras eller krökas och spännvidden dessutom kan vara lång, har limträ blivit ett omtyckt material i många arkitektoniskt värdefulla projekt.

Idag används limträ för allehanda konstruktioner, inklusive småhus, flervåningshus, hallbyggnader, idrottsarenor och vägbroar. Med lämpligt utförande och genomtänkta detaljer samt skydd mot väderpåverkan (eventuellt med en ytbehandling) kan limträ användas till en mångfald konstruktioner.

Otto Hetzer (1846 – 1911), timmerman, ingenjör, sågverksägare och innovatör från Weimar, Tyskland, innehade fem olika tyska patent, beviljade under åren 1892 – 1907, på olika byggnadskomponenter gjorda av ingenjörsmässigt förädlad trä. I patent nummer DRP No. 197773 år 1906 beskriver Otto Hetzer hur bågformade laminerade balkar ska tillverkas. Balkarna kallades för "Hetzer-Binder" (Hetzerbalk). Limmet som användes var kasein framställt av mjölkprotein. En viktig tidig konstruktion var "Reichseisenbahnhalle" vid världsutställningen i Bryssel, Belgien år 1910. De dragbandsförsedda limträbågarna hade en fri spännvidd av 43 m. Vid den tiden hade Otto Hetzer redan förverkligat ungefär 50 projekt med förhållandevis stora spännvidder.

Limträtekniken introducerades i Norden under 1900-talets andra årtionde. Den norske ingenjören Guttorm Brekke (1885 – 1980) hade tillbringat en tid i Weimar vid företaget Otto Hetzer AG och efter att han hade förvärvat rättigheterna för Norge, Sverige och Finland, började han tillverka limträ i Mysen i Norge. Företaget Trekonstruktioner A/S grundades i Kristiania (Oslo) i Norge år 1918. År 1919 grundades ett svenskt dotterbolag i Töreboda, där det fortfarande tillverkas limträ. Några av Sveriges första limträkonstruktioner är centralstationerna i Stockholm, Göteborg och Malmö. Alla tre byggdes under 1920-talet.

För närvarande finns det ungefär tio etablerade limträ tillverkare i de nordiska länderna. Tack vare den europeiska standardiseringen är certifieringsprocessen i de olika länderna likadan. Den harmoniserade standarden SS-EN 14080 ger de generella kraven, vilka limträ tillverkarna ska uppfylla för att kunna CE-märka sin produkt.



Framsida på det svenska patentet för Hetzer-Binder.

1.1 Introduktion

Ända till början av 1960-talet var limträproduktionen i Skandinavien tämligen blygsam, men därefter har den ökat och den totala produktionen i Sverige är drygt 150 000 m³. Ungefär hälften av denna mängd exporteras.

Största delen av det limträ som används i Sverige blir konstruktioner i industrianläggningar, skolor, daghem och bostäder, inklusive flervåningshus. Tillsammans svarar dessa för cirka 60 procent av konsumtionen. Men eftersom limträ är ett mångsidigt användbart material har det i årtal använts i många olika slags tillämpningar alltifrån formverk, byggnadsställningar och lekplatsutrustning till broar, flervåningsparkeringshus, skidbackar och kraftledningsstolpar.

Modern limningsteknik i kombination med ypperliga hållfasthetsegenskaper gör limträ till ett värdefullt material med en unik egenskapsprofil:

- Utseendet tilltalar de flesta människor och det ger ett värdefullt bidrag till den inre och yttre miljön.
- Hög hållfasthet i förhållande till egentyngd, vilket möjliggör långa spännvidder.
- Små tillverkningsstoleranser och god formstabilitet inom normala temperatur- och fuktförhållanden.
- Bra bärförmåga vid brand, vilket ofta krävs i offentliga byggnader.
- Bra värmeisoleringsförmåga, vilket reducerar inverkan av köldbryggor och risken för kondens.
- Låg egentyngd, vilket medför mindre transport- och montagekostnader och dessutom enklare och billigare grundkonstruktioner.
- Bra förmåga att tåla kemiskt aggressiva miljöer.
- Flexibel produktion, vilket möjliggör tillverkning av bågformade konstruktioner, som blir billigare än i andra material.

Limträkonstruktioner karakteriseras av snabbt och enkelt montage av förtillverkade konstruktionsdelar. Delarna kan sammanfogas med enkla och traditionella metoder, spikas eller skruvas, oberoende av årstid och väderförhållanden. Vid mera krävande situationer finns mera avancerade metoder tillgängliga, såsom förband med inslitsade stålplåtar och dymlingar samt inlimmade skruvar. En limträstomme får sin fulla bärförmåga genast efter montaget och eftersom stommen är av trä kan mindre justeringar vid behov göras på plats med enkla handverktyg. Träbyggande är en torr byggmetod och byggarbetsplatsen ska skyddas i enlighet med detta, vilket också förbättrar arbetsförhållandena. Goda arbetsförhållanden leder till ytterligare fördelar.

Trä har använts i byggnader under hundratals år och är ett material som har extremt god hållbarhet om det används på rätt sätt. I de nordiska länderna finns exempel på träbyggnader som är hundratals år gamla.



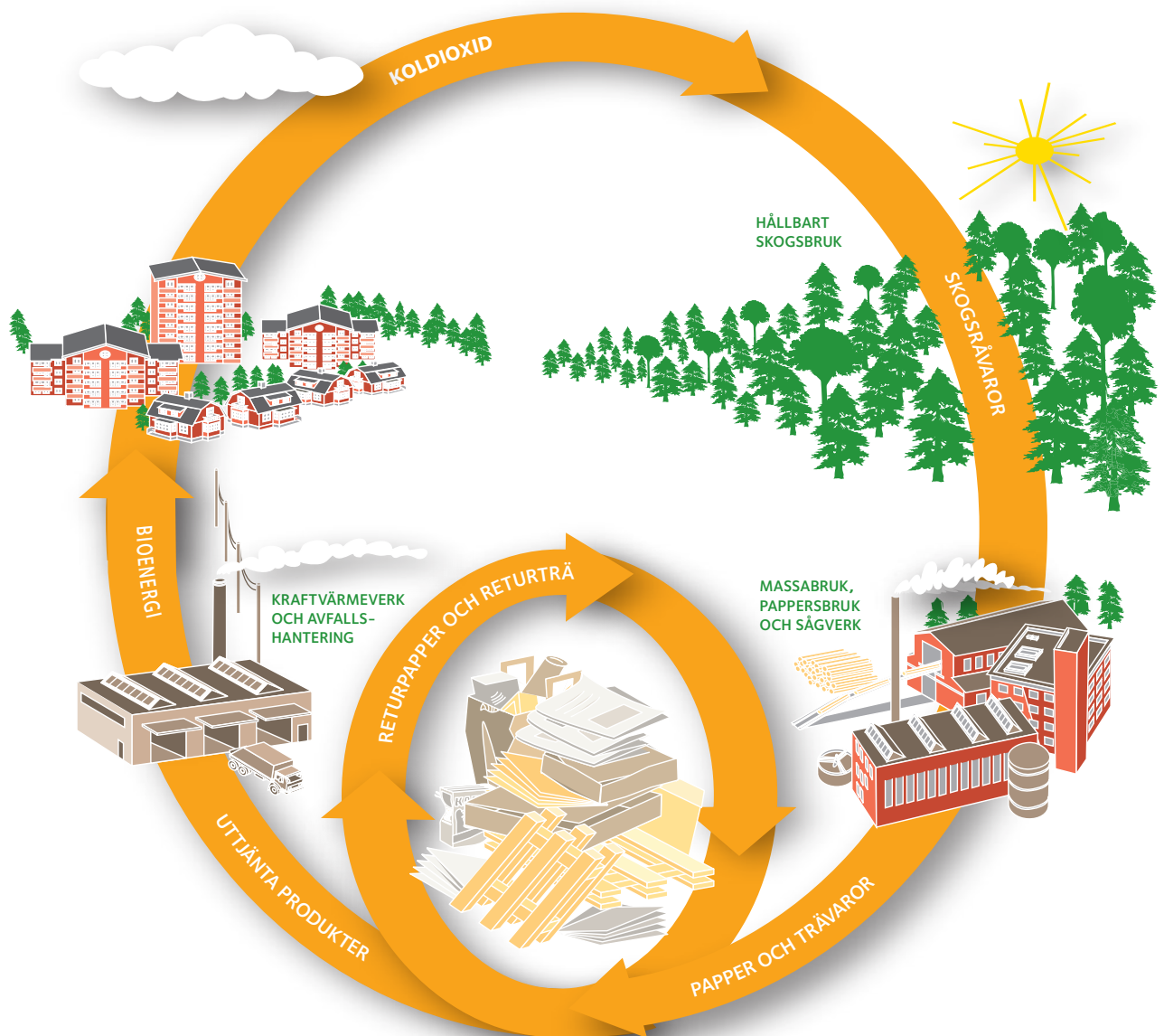
Stockholms centralstation
– vänthallen byggd 1925. Arkitekt: Folke Zettervall.



Malmö Centralstation. Banhall byggd 1923.
En av de första stora leveranserna av limträ i Sverige.
Banhallen är i bruk än idag.

1.2 Limträ i kretsloppet

Skogen i Sverige brukas enligt principerna för hållbart skogsbruk. Därför är användning av trä fördelaktigt från både miljö- och klimatsynpunkt jämfört med andra byggmaterial. För det första är limträ-tillverkningen en energisnål process. För det andra används biprodukterna (sågspån och trärester) för att producera energi som används till exempel för att värma torkarna, vilket minskar behovet av fossil energi. Hållbart skogsbruk betyder att uttaget ur skogen inte överskrider tillväxten, råmaterialet förnyas kontinuerligt och virket kan återföras till kretsloppet utan att det uppstår växthusgaser som påverkar klimatet negativt.



Figur 1.1 Träproduktens kretslopp.

Kretsloppet består av två delar. Det ena är skogens, det andra är produkternas.

Skogen får sin livskraft från solen. Genom fotosyntesen fångas solenergin upp och omvandlas tillsammans med koldioxid till näring för de växande träden.

Skogens produkter innehåller kol som fångats upp av träden i form av koldioxid, CO₂. I produkternas kretslopp ingår återanvändning, reparation och återvinning. När dessa produkter är färdig använda frigörs koldioxiden till atmosfären när avfallet förmultnar eller återvinns som bioenergi. Koldioxiden fångas upp på nytt av träden och omvandlas till näring och nya byggstenar för trädens tillväxt.

När träet växer upptas koldioxid, CO₂ genom fotosyntesen. På detta sätt lagras kol i trämaterial och det återvänder inte till atmosfären förrän trämaterial återanvänds för till exempel energiproduktion. Om användning av trämaterial för byggnadskonstruktioner ökar och användningen av andra mindre miljövänliga material minskar, uppstår ytterligare en tillfällig kolsänka. Även om en sådan sänka endast är tidsbegränsad (50 – 100 år) är den värdefull, eftersom den tillfälligt minskar nettoemissionen av växthusgaser. En kubikmeter limträ lagrar ungefär 750 kg koldioxid. Limträets kretslopp visas i *figur 1.1*.

Ytterligare miljöfördelar kan tillskrivas de produktionsmetoder som används vid limträ tillverkningen. Limträ tillverkas av trälameller som limmas ihop och de påverkar inte miljön under sin livslängd. De kan också lätt återanvändas, återvinnas eller användas för energiproduktion. Råvaran är gran (*Picea abies*) och syntetiskt lim. Limmet tillverkas av icke förnybara material, vilket påverkar klimatprofilen negativt. Mängden lim per volymenhet är ändå så pass liten, mindre än 1 viktprocent, att dess inverkan på den slutgiltiga produkten är försumbar. Under tillverkningen ger processen upphov till mindre emissioner i form av vatten som används för rengöring av limningsutrustningen, härdade limrester och små mängder flyktiga ämnen som emitterar under härdning.

Eftersom limträ ofta tillverkas för ett specifikt projekt uppstår det inget väsentligt spill på byggarbetsplatsen. Emballaget utgörs av återvinningsbart material.

Under sin livslängd har limträ ingen negativ miljöpåverkan av betydelse. Det kan underhållas med traditionella metoder, det kan enkelt repareras och delar av en komponent kan lätt ersättas. Vid behov kan det bearbetas efteråt på många olika sätt, till exempel slipas.

Som allt annat trämaterial är limträ brännbart och det har samma energiinnehåll som massivt barrträ. Om limträ används felaktigt eller om konstruktionen har bristfälliga detaljer kan det dock uppstå biologiska skador.

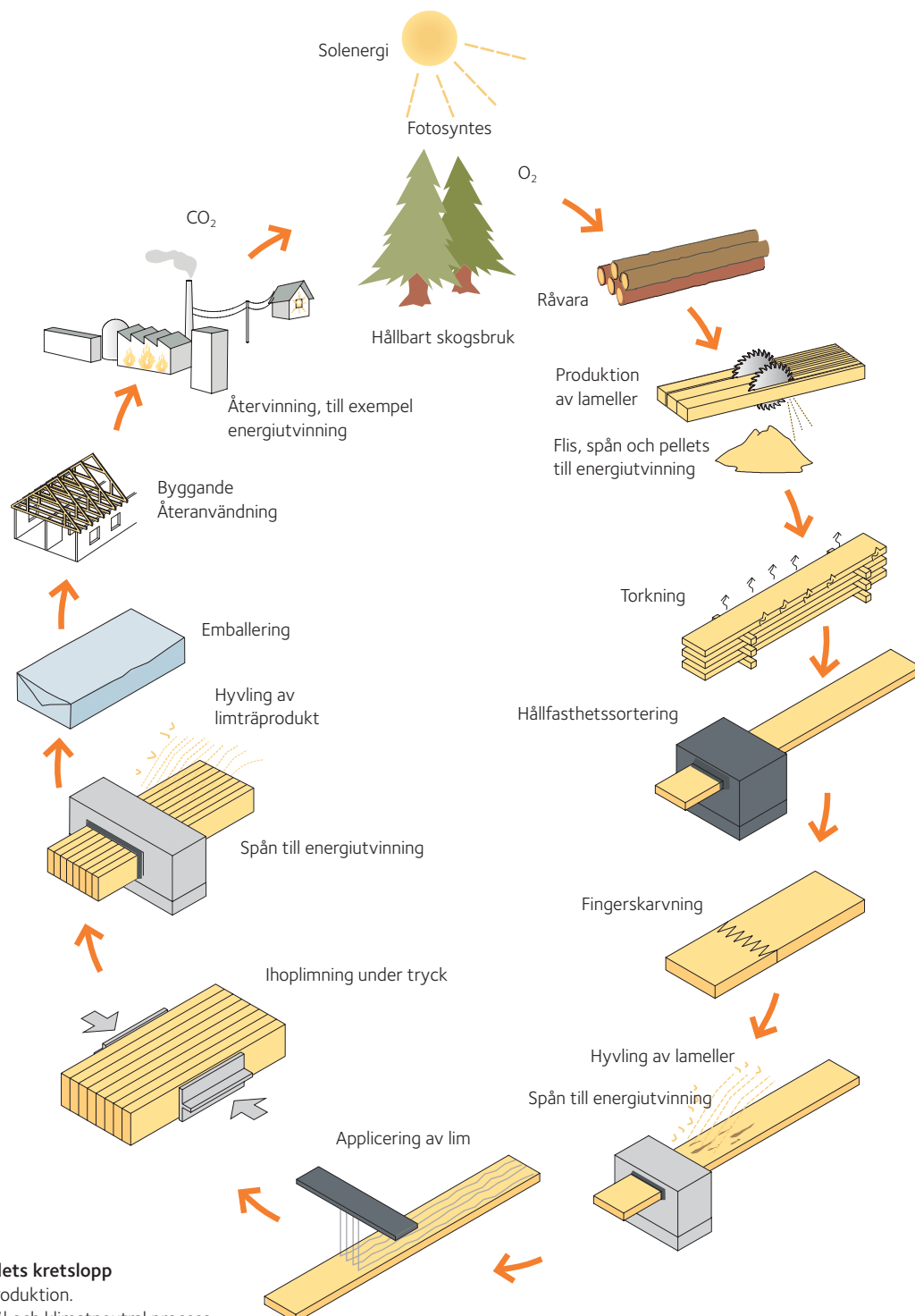
De svenska limträ tillverkarna tillhandahåller miljödeklarationer med ett enhetligt utseende. Dessa deklarerationer redovisar produktens miljöpåverkan under den del av kretsloppet som tillverkaren kan påverka, alltså från och med det att råmaterial tas ur skogen tills de färdiga produkterna lämnar fabriken. Miljödeklarationerna kan beställas kostnadsfritt från limträ tillverkarna eller laddas ned från deras hemsidor.



Granskog

1.3 Tillverkning av limträ

I det följande används ordet limträ i den betydelse det har i den harmoniserade standarden SS-EN 14080, vilket betyder att alla krav på produktion och produkter ställda i den nämnda standarden uppfylls. Limträ är alltså ett konstruktionselement som består av åtminstone två ihoplimmade lameller gjorda av barrträ. Lamelltjockleken ska vara minst 6 mm men inte tjockare än 45 mm och fiberriktningen ska sammanfalla med komponentens längdriktning. Limfogarna är parallella med bredden (vanligtvis den smalare sidan av limträbalkens tvärsnitt).



Figur 1.2 Limträ ingår i kolets kretslopp
Schematisk bild över limträproduktion.
Tillverkningen är en resurssnål och klimatneutral process.

1.3.1 Tillverkningsprocess

Limträ tillverkningen sker på ungefär samma sätt oberoende av limträ tillverkare. Figur 1.2 återger schematiskt tillverkningsprocessen.

Råvaran är hållfasthetssorterat virke, vanligtvis gran. Om konstruktionen förväntas bli utsatt för mycket fuktiga förhållanden kan tryckimpregnerad furu användas. Undantagsvis har också andra träslag använts, såsom björk och lärk.

Vanligen levereras virket torkat och hållfasthetssorterat direkt från sågverket. Lamellernas fuktkvot ska vara 6 – 15 % när de limmas ihop och skillnaden i fuktkvot mellan intilliggande lameller får inte överstiga 5 %. Limfogens hållfasthet blir då optimal och fuktkvoten i den slutliga produkten blir ändamålsenlig, vilket motverkar besvärande sprickbildning och reducerar risken för vridning. I någon mån bildas det alltid sprickor i trämaterial, men de har i allmänhet ingen skadlig inverkan på konstruktionens bärförmåga.

Limträ tvärsnittet kan byggas upp av lameller som alla tillhör samma hållfasthetsklass, då får man en produkt som kallas homogent limträ. De yttre lamellerna i ett tvärsnitt utsätts vanligen för större påkänningar och tillverkas normalt av virke i en högre hållfasthetsklass. Denna produkt kallas kombinerat limträ, se figur 1.3. Vid tillverkningen är det därför nödvändigt att ha utrymme för att samtidigt lagra lamellvirke i åtminstone två olika hållfasthetsklasser.

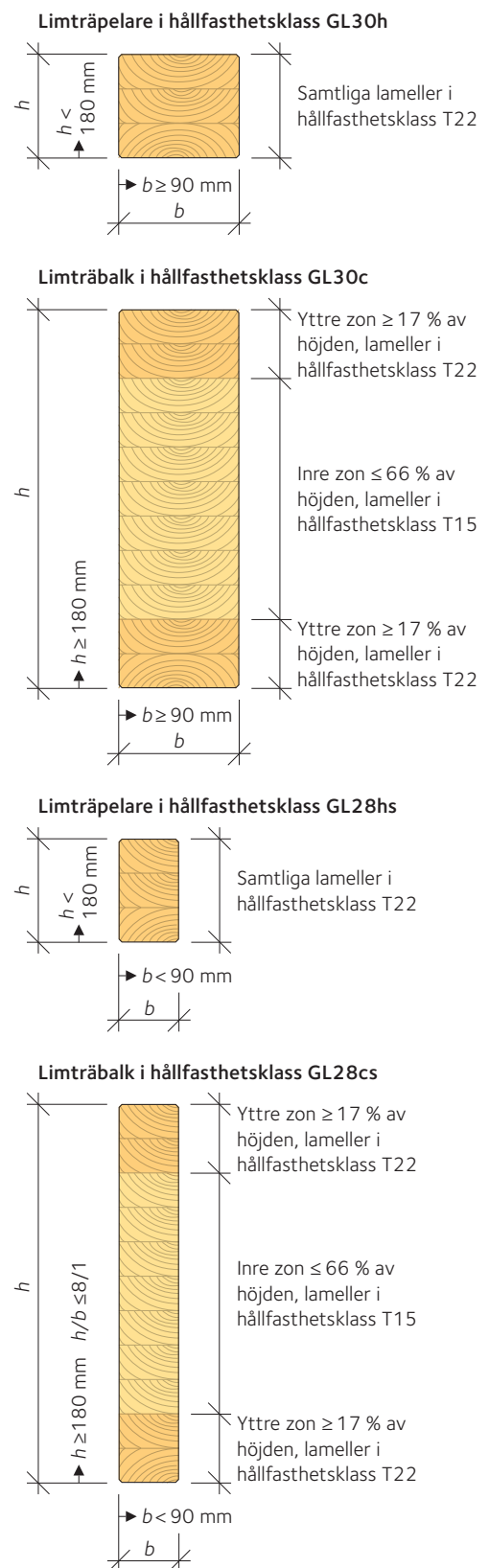
Först fingerskarvas de enskilda lamellerna så att man får långa lameller (ungefär 30 – 40 m). Dessa kapas sedan till lämpliga längder och staplas på varandra. För kombinerat limträ beaktas därvid den inbördes ordningen mellan ytter- och innerlameller. För att minska inre spänningar som förorsakas av fuktförändringar vänder man lamellerna så att kärnan alltid är åt samma håll i ett tvärsnitt. De yttersta lamellerna vänds ändå alltid med kärnan utåt.

Fingerskarvarnas lim får härda, beroende på limsystemet som används, upp till några timmar innan lamellernas flatsidor hyvlas och omedelbart därefter limmas.

Det uppstaplade lamellpaketet lyfts sedan över till limbänkar och pressas ihop med erforderligt presstryck, se figur 1.4. Detta ska slutföras innan limmet börjar härda, vilket sker efter ungefär en timme. Den exakta tiden beror på limtypen och temperaturen i limningshallen. Lamellerna kan böjas när de sätts i press så att överhöjda eller krökta former kan tillverkas. Limmet får sedan härda under kontrollerade fukt- och temperaturförhållanden, eventuellt kan värme tillföras. Raka limträbalkar kan alternativt tillverkas kontinuerligt i en högfrekvenspress.

När limmet har härdat avlägsnas presstrycket och limträkomponenterna lyfts ur limbänken till en planhyvel där sidorna hyvlas till önskad dimension och ytkvalitet.

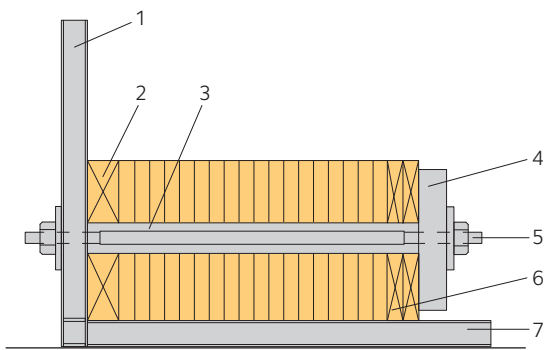
Efter detta följer slutbearbetningen av komponenterna, till exempel rensågning av kanter, borrarning av hål och bearbetning av förband. Vid behov ytbehandlas komponenterna hos limträ tillverkaren. Slutligen kontrolleras komponenterna visuellt och märks innan de paketeras och lastas för transport till byggarbetsplatsen eller till ett lager.



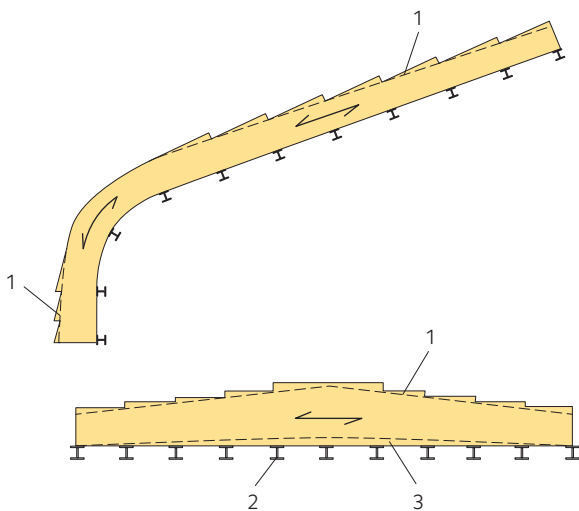
Figur 1.3 Hållfasthetsklasser för limträ

Olika limträ tvärsnitt som visualiserar de olika hållfasthetsklasserna GL30h (homogent limträ), GL30c (kombinerat limträ), GL28hs (klyvsågat homogent limträ) och GL28cs (klyvsågat kombinerat limträ).


Limträ i hållfasthetsklasserna GL28hs och GL28cs tillverkas genom klyvsågning av bredare tvärsnitt.



Figur 1.4 Schematiskt tvärsnitt av en limbänk.
1. Vertikalt anhåll. 2. Tryckfördelande bottenstycke, eventuellt med mall för överhöjning. 3. Mellanlägg. 4. Spännklot. 5. Spännskruv. 6. Tryckfördelande brädor. 7. Horisontellt anhåll.



Figur 1.5 Komponent med varierande tvärsnittshöjd.
1. Rensågning. 2. Vertikalt anhåll. 3. Tryckfördelande bottenstycke, eventuellt med mall för överhöjning.

 01234
Svenskt Trä AB, Box 1, 123 45 Skogslandet 05 01234-CPD-00234
SS-EN 14080 Glue laminated timber, Strength Class GL30c Adhesive Type I according to EN 301 Spruce: Picea abies Formaldehyde class: Class E1 Reaction to fire: Class D s2, d0 Durability Class: 4



CE-märket används inom olika produktområden.

Exempel på CE-märkning av limträprodukter enligt SS-EN 14080.

Figur 1.6 CE-märket.

Tillverkningen övervakas av limträstillverkarens kontrollant, som bokför all väsentlig information av betydelse för produktens kvalitet. Sådan information är lamellernas fuktkvot, temperatur och relativ luftfuktighet i limningshallen, tidsåtgång vid limning samt tidpunkten när komponenterna lyfts.

Det mest kritiska vid limträstillverkningen är limfogarnas kvalitet. Därför följer man upp fingerskarvarnas och lamellimningens kvalitet minutöst och kontinuerligt i den interna kontrollen. Den interna kontrollen övervakas av en tredjepartsorganisation som i sin tur kontrolleras av ett ackrediteringsorgan.

1.3.2 Certifierat limträ – CE-märkning

Den harmoniserade europeiska standarden SS-EN 14080 med referensstandarderna utgör grunden för CE-märkningen av limträ. Avsikten med CE-märkningen är att möjliggöra fri rörlighet för produkter tillverkade av olika limträstillverkare kan jämföras med hjälp av ett antal deklarerade egenskaper (som böjhållfasthet, elasticitetsmodul, brandklass och så vidare). SS-EN 14080 definierar sålunda vilka egenskaper som limträstillverkaren ska deklarerat, ger generella tillverkningsprinciper och krav som råmaterialet och utrustningen ska uppfylla och ställer krav på den färdiga produkten. För att tillverkaren ska kunna följa bestämmelserna i SS-EN 14080 ska denne upprätta, dokumentera och upprätthålla ett system för tillverkningskontroll (Factory Production Control, FPC-system) som säkerställer att produkterna som görs tillgängliga på marknaden uppfyller de deklarerade egenskaperna.

FPC-system för tillverkningskontroll består av procedurer, inspektioner och tester samt utvärdering och användning av resultat för att kontrollera material, komponenter, utrustning, tillverkning och själva produkten. Den använda tillverkningskontrollen ska dokumenteras systematiskt med hjälp av skrivna riktlinjer och rutiner.

Innan produkten görs tillgänglig på marknaden ska en utomstående tredjepartsorganisation utföra en inledande typprovning (Initial Type Testing, ITT), inspektion av limträstillverkningsanläggningen och tillverkningskontrollen i fabrik. Avsikten med typprovningen är att säkerställa att produktens egenskaper motsvarar det limträstillverkaren har deklarerat och det som generellt förutsätts i SS-EN 14080. Inledande inspektion av limträstillverkningsanläggningen och tillverkningskontrollen i fabrik utförs så att det utomstående organet kan säkerställa att tillverkningskontrollen (FPC) innehåller alla relevanta inslag och att de uppföljs i praktiken.

När alla krav är uppfyllda efter typprovningen (ITT) och de inledande inspektionerna kan tillverkaren CE-märka sin produkt. Fortlöpande övervakning, bedömning och utvärdering av tillverkningskontrollen hos limträstillverkaren ska utföras två gånger om året och detta görs vanligen utan förhandsanmälan. Avsikten med denna fortlöpande övervakning är att säkerställa att tillverkningskontrollen fullföljs fortsättningsvis och att den är relevant för den tillverkning det gäller. Exempelvis ska alla eventuella förändringar i tillverkningen utvärderas, underhåll av utrustning och verktyg ska inspekteras och limträstillverkarens bokföring av testresultat och mätningar ska kontrolleras för att säkerställa att de värden man får fortfarande motsvarar resultaten av typprovningen (ITT).

1.3.3 Hållfasthet och styvhet

Limträ uppför sig på samma sätt som vanligt konstruktionsvirke i fråga om olika hållfasthetsegenskaper:

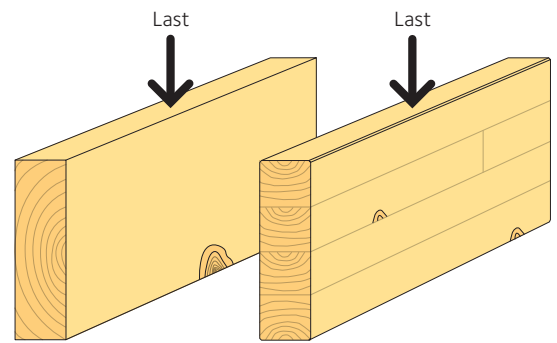
- Hållfastheten varierar med vinkeln mellan spänningen och fiberriktningen (ortotropi).
- Hållfastheten minskar när fuktkvoten ökar.
- Hållfastheten minskar när belastningstiden ökar.
- Materialegenskaperna varierar både inom en och samma komponent och mellan olika komponenter.

Jämfört med en komponent tillverkad av konstruktionsvirke, har motsvarande komponent tillverkad av limträ större genomsnittlig hållfasthet och mindre spridning av den. Den här så kallade lamellerings effekten förklaras vanligtvis på följande sätt:

Konstruktionsvirkets hållfasthet bestäms av det svagaste tvärsnittet – vanligtvis vid en kvist, fingerskarv eller motsvarande. Skillnaden mellan enskilda virkesstycken är därför påtaglig. I en limträbalk blandas däremot lameller med olika hållfasthetsklasser och risken för att de svagaste tvärsnitten i flera lameller ska sammanfalla är liten.

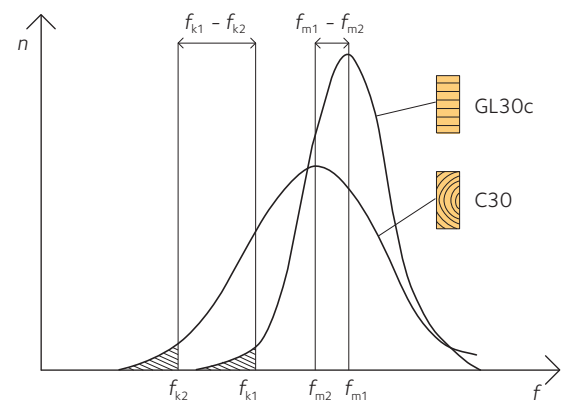
Limträbalkar som belastas till brott under laboratorieförhållanden (korttidsbelastning vid 12 % fuktkvot) kännetecknas av mycket spröda brott, som nästan alltid förorsakas av en kvist eller en fingerskarv på balkens dragna sida. Stukning av träet på balkens tryckta sida kan ibland föregå det slutliga brottet, men ändrar inte dess spröda karaktär. Sprödbrott betyder bland annat att spänningarna inte kan omfördelas under brottförloppet och bärförmågan nås när spänningen i en viss punkt överskrider det kritiska värdet. Eftersom sannolikheten för att en balk innehåller ett fel som förorsakar brott ökar när balkens volym ökar, tenderar stora balkar ha mindre hållfasthet än små balkar. Denna volymeffekt (storlekseffekt eller Weibulleffekt) är väldokumenterad vid korttidsbelastning i laboratorium, men hittills däremot ofullständigt undersökt vid långvarig last.

Dimensioneringsgrunden i Eurokod 5 är limträets karakteristiska hållfasthet och styvhet. Dessa karakteristiska värden representerar värden som uppfylls av en viss procent av en stor mängd av exempelvis limträbalkar. Det karakteristiska hållfasthetsvärdet bestäms med hjälp av hållfasthetens frekvensdiagram, se figur 1.9. Med acceptabel noggrannhet kan man utgående från provresultat anpassa en statistisk fördelning, normalfördelning eller lognormalfördelning, till resulterande frekvensdiagram, eller åtminstone till dess centrala del.



Figur 1.7 Lamellerings effekten

Med limträ utjämnas inverkan av virkesdefekter. Risken är mycket liten att defekter, till exempel större kvistar i flera lameller, ska hamna i samma snitt. För en enskild plank kan en enstaka kvist väsentligt försämra hållfastheten.



Figur 1.8 Konstruktionselement av limträ har högre genomsnittlig hållfasthet och mindre spridning i hållfasthet än motsvarande element av konstruktionsvirke.

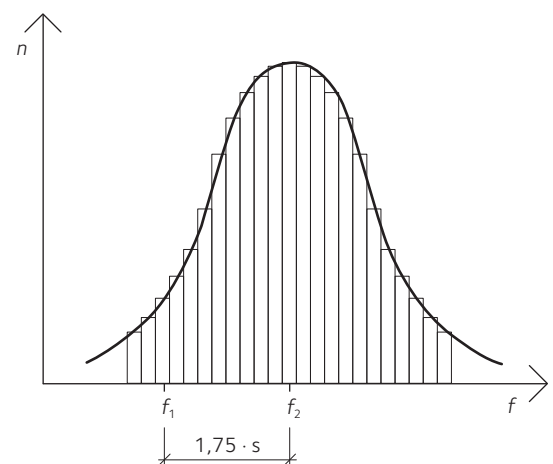
$f_{k1} - f_{k2}$ = skillnad i karakteristiskt hållfasthetsvärde.

$f_{m1} - f_{m2}$ = skillnad i hållfasthetens medelvärde.

n = antal provstycken.

f = hållfasthet.

Figuren avser limträ med stort antal lameller.



Figur 1.9 Exempel på frekvensdiagram med anpassad normalfördelningskurva.

Om man för enkelhetens skull antar att hållfastheten är normalfördelad¹⁾, kan det karakteristiska värdet f_k beräknas utgående från ekvationen:

$$1.1 \quad f_k = f_{\text{mean}} - c \cdot s$$

där f_{mean} är medelvärdet och s är standardavvikelsen. c är en koefficient som beror på hur det karakteristiska värdet definieras (som till exempel vilken fraktil som används), antalet provresultat som använts till att modellera normalfördelningen och om värdet av standardavvikelsen är känt eller uppskattat. Standardavvikelsen är ett statistiskt mått på spridningen för de uppmätta värdena. Sålunda beror materialets karakteristiska hållfasthet inte bara på medelvärdet utan också i hög grad på hur mycket provresultaten varierar och hur många provstycken som har testats. Vid dimensionering används ett hållfasthetsvärde som motsvarar den lägre 5-procentsfraktilen, alltså värdet som (statistiskt) 5 provstycken av 100 kommer att underskrida. Om antalet provstycken är stort är värdet för c lika med 1,75.

Den karakteristiska styvheten som används vid deformationsanalys i bruksgränstillstånd (elasticitetsmodul och skjuvmodul) beräknas på motsvarande sätt, men i stället för 5-procentsfraktilen används medelvärdet som utgångspunkt. När styvhetsvärden behövs för hållfasthetsberäkningar, till exempel när man betraktar knäckning, används 5-procentsvärdet.

1.3.4 Hållfasthetsklasser

Limträ som tillverkas enligt SS-EN 14080 erhåller en bestämd hållfasthetsklass. SS-EN 14080 ger möjlighet att bestämma hållfasthetsklassen på flera olika sätt:

- a) genom beräkning (egenskaperna för limträ beräknas utgående från lamellernas egenskaper),
- b) genom balkprovning eller
- c) med hjälp av en klassificeringsmetod beskriven i SS-EN 14080.

Normalt bestäms limträets hållfasthet av de använda lamellernas hållfasthet, dess placering i limträvärsnittet och fingerskarvarnas hållfasthet. SS-EN 14080 definierar ett antal hållfasthetsklasser, men de ovan nämnda metoderna a) och b) kan användas av limträstillverkaren för att definiera en egen hållfasthetsklass om limträstillverkaren till exempel vill optimera användningen av den råvara som lokalt står till buds. *Tabell 1.1* och *tabell 1.2* ger hållfasthets- och styvhetsvärden för de hållfasthetsklasser som är definierade i SS-EN 14080²⁾. *Tabell 1.3* ger de ekvationer som ska användas när en egen hållfasthetsprofil definieras.



Skellefteå AIK Hockey träningshall, Skellefteå.

¹⁾ För limträ ska i allmänhet lognormal fördelning användas enligt SS-EN 14358. Den principiella diskussionen beträffande karakteristiska värden som återgetts här ändras inte av detta.

²⁾ Värdena är enligt SS-EN 14080:2013, som är en så kallad harmoniserad standard för limträ.

Tabell 1.1 Hållfasthetsklasser för limträ definierade i SS-EN 14080. Kombinerat limträ.

Karakteristiska hållfasthets- och styvhetsvärden i MPa och densiteter i kg/m³ för kombinerat limträ.

Limträstillverkaren kan också definiera en egen hållfasthetsklass för att maximera utbyte av den tillgängliga råvaran.

Egenskap	Symbol	Limträ hållfasthetsklass						
		GL20c	GL22c	GL24c	GL26c	GL28c	GL30c	GL32c
Böjhållfasthet	$f_{m,g,k}$	20	22	24	26	28	30	32
Draghållfasthet	$f_{t,0,g,k}$	15,0	16,0	17,0	19,0	19,5	19,5	19,5
	$f_{t,90,g,k}$	0,5						
Tryckhållfasthet	$f_{c,0,g,k}$	18,5	20,0	21,5	23,5	24,0	24,5	24,5
	$f_{c,90,g,k}$	2,5						
Skjuvhållfasthet (längs- skjuvning och vridning)	$f_{v,g,k}$	3,5						
Rullskjuvhållfasthet	$f_{r,g,k}$	1,2						
Elasticitetsmodul	$E_{0,g,mean}$	10 400	10 400	11 000	12 000	12 500	13 000	13 500
	$E_{0,g,05}$	8 600	8 600	9 100	10 000	10 400	10 800	11 200
	$E_{90,g,mean}$	300						
	$E_{90,g,05}$	250						
Skjuvmodul	$G_{g,mean}$	650						
	$G_{g,05}$	540						
Rullskjuvmodul	$G_{r,g,mean}$	65						
	$G_{r,g,05}$	54						
Densitet	$\rho_{g,k}$	355	355	365	385	390	390	400
	$\rho_{g,mean}$	390	390	400	420	420	430	440

Tabell 1.2 Hållfasthetsklasser för limträ definierade i SS-EN 14080. Homogent limträ.

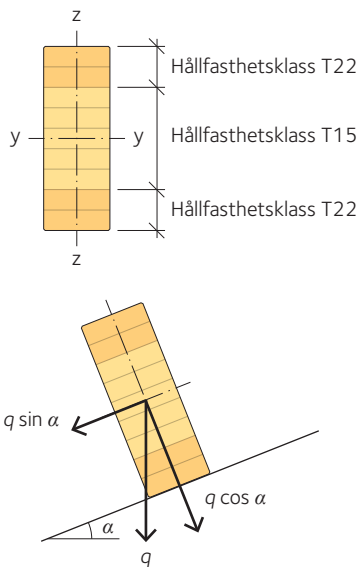
Karakteristiska hållfasthets- och styvhetsvärden i MPa och densiteter i kg/m³ för homogent limträ.

Limträstillverkaren kan också definiera en egen hållfasthetsklass för att maximera utbyte av den tillgängliga råvaran.

Egenskap	Symbol	Limträ hållfasthetsklass						
		GL20h	GL22h	GL24h	GL26h	GL28h	GL30h	GL32h
Böjhållfasthet	$f_{m,g,k}$	20	22	24	26	28	30	32
Draghållfasthet	$f_{t,0,g,k}$	16,0	17,6	19,2	20,8	22,4	24,0	25,6
	$f_{t,90,g,k}$	0,5						
Tryckhållfasthet	$f_{c,0,g,k}$	20	22	24	26	28	30	32
	$f_{c,90,g,k}$	2,5						
Skjuvhållfasthet (längs- skjuvning och vridning)	$f_{v,g,k}$	3,5						
Rullskjuvhållfasthet	$f_{r,g,k}$	1,2						
Elasticitetsmodul	$E_{0,g,mean}$	8 400	10 500	11 500	12 100	12 600	13 600	14 200
	$E_{0,g,05}$	7 000	8 800	9 600	10 100	10 500	11 300	11 800
	$E_{90,g,mean}$	300						
	$E_{90,g,05}$	250						
Skjuvmodul	$G_{g,mean}$	650						
	$G_{g,05}$	540						
Rullskjuvmodul	$G_{r,g,mean}$	65						
	$G_{r,g,05}$	54						
Densitet	$\rho_{g,k}$	340	370	385	405	425	430	440
	$\rho_{g,mean}$	370	410	420	445	460	480	490

Tabell 1.3 Karakteristiska hållfasthets- och styvhetsvärden i MPa och densiteter i kg/m³ för homogent limträ.

Egenskap	Symbol	Karakteristiska värden
Böjhållfasthet	$f_{m,g,k}$	Den karakteristiska böjhållfastheten ska beräknas med följande ekvation: $f_{m,g,k} = -2,2 + 2,5 f_{t,0,l,k}^{0,75} + 1,5 (f_{m,j,k} / 1,4 - f_{t,0,l,k} + 6)^{0,65}$ Ekvationen ska endast tillämpas när fingerskarvarnas karakteristiska böjhållfasthet på lågkant är: $1,4 f_{t,0,l,k} \leq f_{m,j,k} \leq 1,4 f_{t,0,l,k} + 12$ Ekvationen gäller även för limträ utan fingerskarvar förutsatt att värdet för $f_{m,j,k}$ är: $f_{m,j,k} = 1,4 f_{t,0,l,k} + 12$
Draghållfasthet	$f_{t,0,g,k}$	Den karakteristiska draghållfastheten är lika med 80 procent av värdet på den karakteristiska böjhållfastheten $f_{m,g,k}$
	$f_{t,90,g,k}$	0,5
Tryckhållfasthet	$f_{c,0,g,k}$	Den karakteristiska tryckhållfastheten är lika med $f_{m,g,k}$ i N/mm ² där $f_{m,g,k}$ är den karakteristiska böjhållfastheten för limträ
	$f_{c,90,g,k}$	2,5
Skjuvhållfasthet	$f_{v,g,k}$	3,5
	$f_{r,g,k}$	1,2
Elasticitetsmodul	$E_{0,g,mean}$	Medelvärde för elasticitetsmodulen är lika med $E_{0,g,mean} = 1,05 E_{t,0,l,mean}$
	$E_{90,g,mean}$	300
Skjuvmodul	$G_{g,mean}$	650
	$G_{r,g,mean}$	65
Densitet	$\rho_{g,k}$	$1,1 \rho_{l,k}$
	$\rho_{g,mean}$	$\rho_{l,mean}$



Figur 1.10 Balk som böjs i förhållande till båda tvärsnittsaxlarna.

Observera att varken Eurokod 5 eller SS-EN 14080 ger några som helst hållfasthets- eller styvhetsvärden för limträelement som är böjda i förhållande till tvärsnittets svagare axel, alltså den axel som är vinkelrät mot tvärsnittets limfogar. Det här är problematiskt i sådana fall där böjning i förhållande till båda tvärsnittsaxlarna förekommer, se figur 1.10.

Enligt Eurokod 5 ska följande villkor uppfyllas:

$$1.2 \quad \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1,0$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1,0$$

där $\sigma_{m,y,d}$ och $\sigma_{m,z,d}$ är dimensionerande värden för böjspänning i förhållande till huvudaxlarna och $f_{m,y,d}$ och $f_{m,z,d}$ är motsvarande hållfasthetsvärden. Faktorn k_m är 0,7 för rektangulärt limträtvärsnitt.

I Eurokod 5 och SS-EN 14080 anges alltså enbart värdet för $f_{m,y,d}$. Detta är inte alls något problem om man använder homogent limträ med lika hållfasthetsklass för alla ingående lameller. Men man kan föra en diskussion kring hur detta bör angripas i praktiken för kombinerat tvärsnitt med olika hållfasthetsklass för ingående lameller, se även figur 1.3, sidan 13. Ett sätt kan vara att proportionera andelen lameller av respektive hållfasthetsklass och få ett viktat värde för $f_{m,z,d}$. Ett annat sätt kan vara att ta hjälp av systemfaktorn k_{sys} enligt

Eurokod 5, avsnitt 6.6. Nedanstående resonemang leder dock till att det lämpligtvis går att tillämpa samma hållfasthetsvärde i båda riktningar, det vill säga $f_{m,z,d} = f_{m,y,d}$, utan att säkerheten äventyras.

Vid skev böjning enligt figur 1.10 är det de yttre lamellerna som kommer att bli mest ansträngda och därför kan hållfasthetsvärdet $f_{m,z,d} = f_{m,y,d}$ tillämpas för både kraftkomponenten $q \sin \alpha$ och $q \cos \alpha$, det vill säga tvärsnittet betraktas som ett homogent tvärsnitt med tanke på spänningsfördelningen.

Vid plan böjning, eller flatböjning, kan följande resonemang styrka att $f_{m,z,d} = f_{m,y,d}$. En signifikant systemeffekt enligt *Eurokod 5, avsnitt 6.6* är aktuell på grund av parallellkopplade lameller. Fingerskarvarna som är den svaga länken vid många böjbrott kring den styva axeln, är dessutom i detta fall utspridda i olika lägen längs balklängden och inte placerade tvärs hela undersidan av "balken", där ett brott i regel uppstår. Summerat ger detta snarare en hållfasthetsökning, trots att de inre lamellerna har ett lägre ingående hållfasthetsvärde på $f_{m,z,d}$.

1.3.5 Klyvsågade balkar

Limträ kan sågas med bandsåg till två eller tre klyvsågade balkar.

Klyvsågade balkar behandlas på ett bestämt sätt i standarden SS-EN 14080. Smala limträbalkar med bredden mindre än 90 mm tillverkas normalt så att bredare balkar klyvsågas med bandsåg. För sådana klyvsågade balkar anger SS-EN 14080 regler för hur hållfastheten ska reduceras. Enligt SS-EN 14080 ska varje del ha en minsta bredd $b = 38$ mm och ett maximalt förhållande mellan höjd och bredd $h/b \leq 8$. Hållfasthetssorteringen och limträbalkens uppbyggnad inverkar på den klyvsågade balkens egenskaper som bestäms antingen med metod a) eller b) enligt följande:

- Om hållfasthetssorteringsprocessen pålitligt säkerställer att alla lameller i den klyvsågade balken uppfyller kraven för de deklarerade egenskaperna, hållfasthets-, styvhets- och densitetsegenskaper ska den klyvsågade balkens deklarerade egenskaper beräknas utgående från lamellernas egenskaper.
- Om följande två krav uppfylls, ska den klyvsågade balkens karakteristiska böjhållfasthet $f_{m,s,k}$ bestämmas utgående från den okluvna balkens karakteristiska böjhållfasthet $f_{m,g,k}$ med hjälp av ekvation 1.3 eller 1.4 enligt nedan:
 - Lamellernas karakteristiska draghållfasthet är minst 18 N/mm^2 och högst 30 N/mm^2 och
 - De inre lamellernas karakteristiska draghållfasthet är maximalt 8 N/mm^2 lägre än de yttre lamellernas karakteristiska draghållfasthet.

$$f_{m,s,k} = f_{m,g,k} - \frac{96}{f_{t,0,1,k} - 6} + 4 \text{ [MPa]} \quad \text{vid klyvning till två} \quad 1.3$$

$$f_{m,s,k} = f_{m,g,k} - \frac{96}{f_{t,0,1,k} - 6} \text{ [MPa]} \quad \text{vid klyvning till tre} \quad 1.4$$

där:

- $f_{m,s,k}$ är den klyvsågade balkens karakteristiska böjhållfasthet
- $f_{m,g,k}$ är den okluvna balkens karakteristiska böjhållfasthet
- $f_{t,0,1,k}$ är de yttre lamellernas karakteristiska draghållfasthet.



Toppstugan, Idre.

Tabell 1.4 Karakteristiska hållfasthets- och styvhetsvärden i MPa och densiteter i kg/m^3 för klyvsågat limträ (utgående från hållfasthetsklass GL30c respektive GL30h).

Hållfasthetsvärden i MPa		GL28cs	GL28hs
Böjning parallellt fibrerna	$f_{m,g,k}$	28,0	28,0
Dragning parallellt fibrerna	$f_{t,0,g,k}$	19,5	22,4
Dragning vinkelrätt fibrerna	$f_{t,90,g,k}$	0,5	0,5
Tryck parallellt fibrerna	$f_{c,0,g,k}$	24,0	28,0
Tryck vinkelrätt fibrerna	$f_{c,90,g,k}$	2,5	2,5
Längsskjuvning	$f_{v,g,k}$	3,5	3,5
Rullskjuvning	$f_{r,g,k}$	1,2	1,2
Styvhetsvärden i MPa		GL28cs	GL28hs
Elasticitetsmodul parallellt fibrerna	$E_{0,g,\text{mean}}$	12 500	13 100
Elasticitetsmodul, karakteristisk	$E_{0,g,05}$	10 400	10 500
Elasticitetsmodul vinkelrätt fibrerna	$E_{90,g,\text{mean}}$	300	300
Skjuvmodul	$G_{g,\text{mean}}$	650	650
Densitet i kg/m^3		GL28cs	GL28hs
Densitet, karakteristisk	$\rho_{g,k}$	390	430
Densitet	$\rho_{g,\text{mean}}$	430	480



Tillverkning av krökt limträelement.

Elasticitetsmodulens medelvärde i fiberriktningen $E_{0,s,mean}$ för den klyvsågade balken bestäms av elasticitetsmodulens medelvärde för den okluvna balken $E_{0,g,mean}$ med *ekvation 1.5*:

$$1.5 \quad E_{0,s,mean} = E_{0,g,mean} - 500 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

De övriga mekaniska egenskaperna för homogent klyvsågat limträ bestäms enligt *tabell 1.3, sidan 18*. För kombinerat klyvsågat limträ ger tabellen orimliga värden. Välj istället värden för motsvarande kombinerade okluvna hållfasthetsklass samt $f_{m,s,k}$ och $E_{0,s,mean}$ enligt *ekvation 1.3 – 1.5*. Densitetsvärdena är desamma som för den okluvna balken. Om lamellerna hållfasthetsklasser sorteras på ett sådant sätt att de kluvna lamellernas egenskaper bibehålls, behöver inga förändringar göras. I *tabell 1.4, sidan 19*, presenteras de viktigaste materialegenskaperna för de i Sverige vanligast förekommande klyvsågade hållfasthetsklasserna.

1.3.6 Lim

Limmen som används har väldokumenterade egenskaper både vad gäller hållfasthet och hållbarhet under långtidsbelastning. Endast sådana lim används som det finns lång praktisk erfarenhet av. De formella kraven ges i SS-EN 14080 och dess referensstandarder SS-EN 301 och SS-EN 302.

Vid limträstillverkningen användes tidigare för det mesta syntetiska lim av typen PRF, fenol-resorcinol-formaldehyd. All PRF-lim som används är så kallade limtyp I och de är godkända att användas i alla klimatklasser, både inomhus och utomhus. PRF-lim ger mörkt rödbruna limfogar.

MUF-lim, melamin-urea-formaldehyd är för närvarande den vanligaste limtypen. Också detta lim ger starka och hållbara limfogar som kan användas i alla klimatklasser. Limfogarna är i början ljusa, men mörknar med tiden.

Det ljusare melaminlimmet används normalt vid fingerskarvning. Det ska framgå av märkningen av limträ vilken limtyp (I eller II som definierats i SS-EN 14080) som använts.

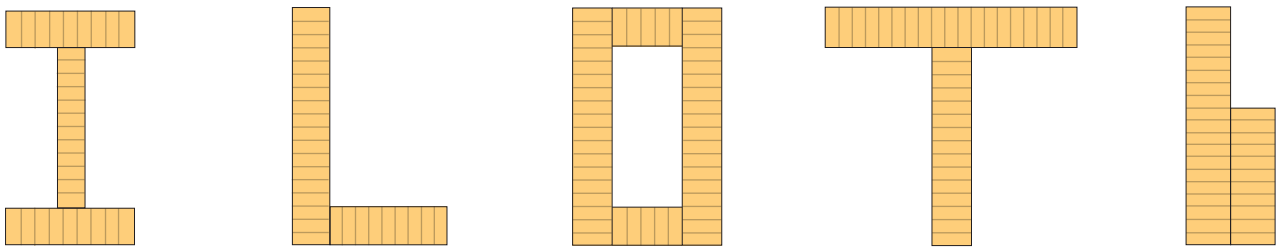
Limmen utvecklas kontinuerligt och nya typer introduceras. Bland annat kan enkomponents polyuretanlim också användas i klimatklass 1 – 2.

Förutom i själva limträstillverkningen används lim också för att åstadkomma förband i till exempel inlimmade stålplåtar och skruvar eller träknäp och för att reparera gamla konstruktioner på platsen. För dessa arbeten används i allmänhet polyuretan- eller epoxilim.

1.4 Limträelement – mått och form

Limträteknologin ger möjlighet att variera konstruktionselementens tvärsnittsform, geometri och storlek. Begränsningarna tillkommer av praktiska skäl som produktionshallens storlek, tillverkningsutrustningens kapacitet och transportmöjligheterna med mera. Några av dessa begränsande faktorer kommenteras nedan.

Rektangulära tvärsnitt förekommer oftast, men också andra tvärsnitt kan tillverkas som I-, T- och L-tvärsnitt, ihåliga tvärsnitt eller kombinationer av rektangulära tvärsnitt som limmas ihop, *se figur 1.10*.



Figur 1.11 Den vanligaste tvärsnittsformen för limträ är rektangulär. Här visas exempel på andra tvärsnittsformer.

1.4.1 Produktionsstandard – lagersortiment

Raka limträkomponenter med rektangulärt tvärsnitt tillverkas normalt av 45 mm tjocka lameller av gran i bredder som motsvarar sågverkens standardsortiment. Efter att sidorna hyvlat är standardbredderna 90, 115, 140, 165, 190 och 215 mm. De exakta måtten beror på om sidorna är både hyvlate och putsade eller endast hyvlate, varvid enstaka ohyvlate partier av sidorna accepteras.

Tabell 1.5 visar lagersortimentet enligt den etablerade branschstandard, med tvärsnittsmått $b \times h$ och i längder upp till 12 m. Måtten gäller för limträ i utseendeklassen Renhyvlate, ej lagade ytor (se avsnitt 1.5.3, sidan 23) vid referensfuktkvoten 12 %.

Observera att angivna mått är nominella och gäller vid en referensfuktkvot av 12 % och för utseendeklass Renhyvlate, ej lagade ytor.

Andra mått och dimensioner kan förekomma. Andra dimensioner kan beställas (för rakt limträ är höjdmåttet en multipel av 45 mm).

1.4.2 Största tvärsnittsmått

Största bredden begränsas av det faktum att det är svårt att få sågvara som är bredare än 225 mm. Ibland kan man få tag på virke som är upp till 250 mm brett. Efter hyvling motsvarar detta en nominell bredd på 215 och 240 mm. 700 – 800 mm breda komponenter kan tillverkas genom att sammanfoga mindre limträkomponenter (till exempel $190+190+190+190 = 760$ mm). En annan möjlighet är att lamellerna limmas ihop kant mot kant innan tvärsnittet utformas.

Största höjden begränsas till ungefär 2 m av tillgänglig hyvelutrustning. Större höjder kan uppnås med varierande metoder till exempel omnockpartiet på en sadelbalk pålimmas senare, efter hyvling. Upp till 3 m höga limträbalkar har tillverkats på detta sätt.

Om material ska utnyttjas effektivt bör balkarna oftast vara smala och höga, vilket kan vara svårt att handskas med på byggarbetsplatsen. Av praktiska skäl bör bredden inte vara mindre än 1/10 av höjden.

1.4.3 Största längd

I Sverige finns limträ tillverkare som kan tillverka upp till 40 m långa komponenter. I praktiken begränsas längden ändå av transportmöjligheterna, se avsnitt 1.6.1, sidan 25.

Tabell 1.5 Limträtvärsnitt för raka element. De nominella måtten gäller för utseendeklass Renhyvlate, ej lagade ytor. Lagersortiment. Limtyp I. Fyra hyvlate sidor.

GL28c $b \times h$ (mm)	GL30c $b \times h$ (mm)	GL30h $b \times h$ (mm)
42 × 180	90 × 180	90 × 90
× 225	× 225	115 × 115
× 270	× 270	140 × 135
56 × 225	× 315	× 140
× 270	× 360	160 × 160
66 × 270	× 405	165 × 165
× 315	× 450	
	115 × 180	
	× 225	
	× 270	
	× 315	
	× 360	
	× 405	
	× 450	
	× 495	
	× 630	
	140 × 225	
	× 270	
	× 315	
	× 360	Läsupplöst bild från wor
	× 405	



Lagring av limträprodukter.

Tabell 1.6 Måttoleranser för limträ enligt SS-EN 14080.

Måttoleranser för limträ		
Måttenhet <i>b</i>		± 2 mm
Måttenhet <i>h</i>	≤ 400 mm > 400 mm	+ 4 mm till – 2 mm +1 % till – 0,5 %
Längd <i>L</i>	≤ 2,0 m > 2,0 ≤ 20 m > 20 m	± 2 mm ± 0,1 % ± 20 mm
Vinklar	Tvärsnittsvinklar får avvika högst 1:50 (cirka 1°) från rät vinkel.	
Rakhet (för raka element)	Av två godtyckligt valda punkter med 2 m mellanrum, på vilken som helst av limträelementets kanter, får avvikelserna vara högst 4 mm. Överhöjda balkar är undantagna.	
Största avvikelse från nominell bågform (över 1 m längs den krökta formen)	± 4 mm (≤ 6 lameller) ± 2 mm (> 6 lameller)	



Bro, Ringsjöstrand.

1.4.4 Överhöjning

Fritt upplagda limträbalkar med längre spännvidder (över 10 – 12 m) kan behöva överhöjning för att minska problem med nedböjning. En måttlig överhöjning på 200 mm kan enkelt åstadkommas vid tillverkningen. Rekommendationer gällande överhöjning ges i *avsnitt 3.3, sidan 42*.

1.4.5 Toleranser

Limträ tillverkas med samma noggrannhet som valsade stålprofiler eller betongelement. Toleranserna anges i SS-EN 14080. *Tabell 1.6* ger nägra av de viktigaste toleranserna.

1.5 Utseendekvalitet och ytbehandling

Limträ är i första hand ett konstruktionsmaterial och därför är dess viktigaste egenskaper hållfasthet, styvhet och hållbarhet.

Konstruktionsdelar av limträ har vanligen inte samma virkes- och yt kvalitet som normalt krävs inom snickeri- och möbelindustrin. Största delen av standardprodukterna uppfyller ändå normala utseendekrav förutsatt att de hanteras med tillräcklig omsorg under transport och på byggarbetsplatsen.

1.5.1 Virke

Limträ tillverkas av hållfasthets sorterat virke, främst av gran, vilket innebär viss minskning av kviststorleken men definitivt inte kvistfritt virke. Virke med hög hållfasthet kan till och med innehålla stora kvistar – i de inre lamellerna kan kviststorleken vara lika stor som lamellens tjocklek.

1.5.2 Limfogar

Som nämnts tidigare ger PRF-lim, fenol-resorcinol-formaldehydlim, mörka limfogar och MUF-lim, melamin-urea-formaldehydlim, ljusa limfogar. Melaminfogarna mörknar med tiden. Lamellernas finger-skarvar syns därför som mörka fläckar eller sicksackmönster på komponenternas sidor, i synnerhet om PRF-lim har använts.

Limträkomponenter som är smalare än cirka 90 mm klyvsågas normalt av bredare element med bandsåg. Bandsågsbladet kan gå genom öppna eller limfyllda sprickor, vilket kan betyda att bitar lossnar från sidan och särskilt när PRF-lim har använts uppkommer tydliga limfläckar som är synliga på den sågade ytan. Klyvsågade balkar bör därför undvikas om det ställs höga krav på utseendet.

1.5.3 Utseendekvalitet

När limträbalkarna lossas ur limbänken är deras sidor ojämna och fläckade med lim som pressats ut ur limfogarna. Av praktiska och utseendemässiga skäl hyvlas därför alla fyra sidor före leverans. Kundens krav på utseendet bestämmer hur mycket som hyvlas. Arkitekten och konstruktören bör enas om lämplig bearbetningsgrad i varje enskilt fall.

1.5.4 Ytbehandling

Avsikten med ytbehandling är att limträbalkens yta ska få visst önskat utseende och att skydda materialet mot snabba fuktförändringar så att sprickbildning kan motverkas. Filmbildande ytbehandling som täckmålning och lack gör det också enklare att hålla limträytan ren och ger visst skydd mot mekaniska skador. Ytbehandling kan också användas för att förhindra flamspridning och rökutveckling vid brand.

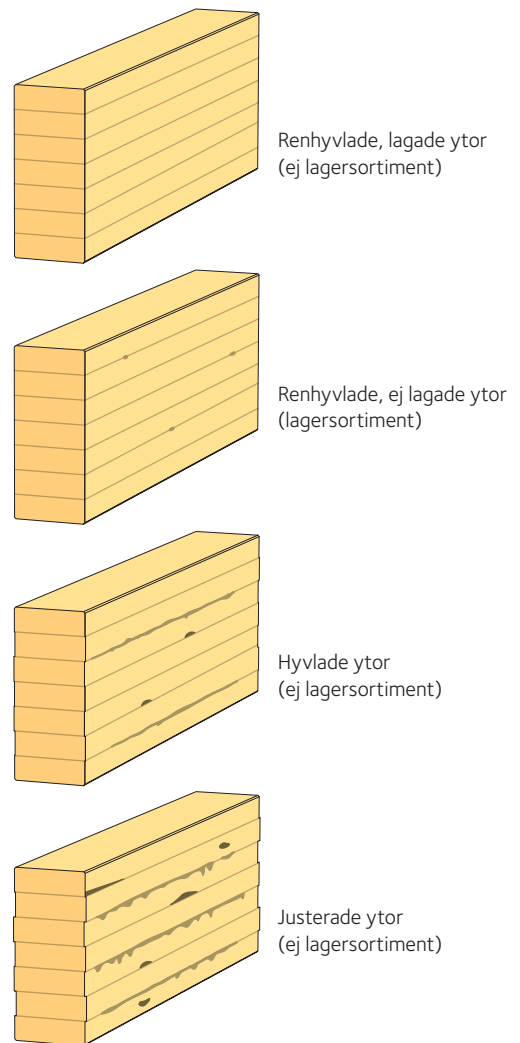
Limträ kan ytbehandlas med samma produkter och metoder som vanligt virke, till exempel med lasyr, täckfärg och lack. Tekniska, ekonomiska och estetiska krav avgör valet. Limträkomponenter levereras obehandlade om inte annat har överenskommit.

Om utseendekraven är låga behöver limträ inomhus ingen ytbehandling. Konstruktionen ska då skyddas på något annat sätt under byggskedet mot skadlig fukt och nedsmutsning. Ute, i skyddade förhållanden, är det oftast tillräckligt med en grundbehandling med färglös eller pigmenterad lasyr, som också kan innehålla ett visst kemiskt skydd mot angrepp av mikrobiell påväxt. Om höga visuella krav ställs kan det krävas en eller flera täckande ytbehandlingar.

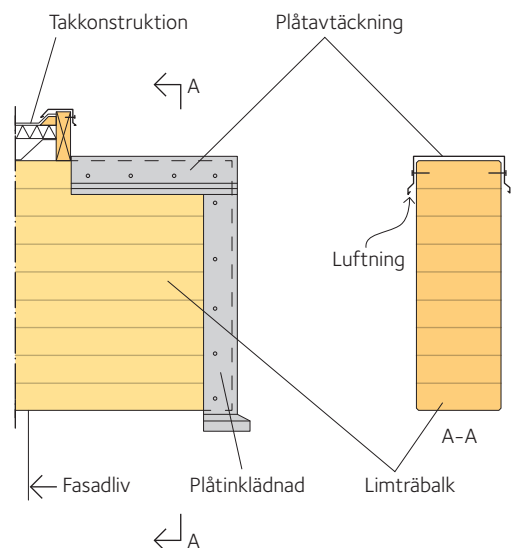
Utomhus är limträ utsatt för stora fuktvariationer och det bör därför behandlas så att skadlig sprickbildning kan minskas. Skydd mot fukt kan kombineras med kemiskt träskydd. Beständigt skydd mot röta kan ändå inte uppnås med endast ytbehandling (se nedan om träskydd). Limträ som är utomhus bör, om möjligt, skyddas av tak eller täckas med ett ventilerat skyddshölje, se figur 1.13.

Utan skydd åldras materialet under påverkan av vind och väder och får med tiden en för äldre träbyggnader typisk sammetsartad grå yta (i soligt läge tjärbrun). För närvarande finns ingen ytbehandling som utomhus varaktigt och med rimligt underhåll kan bevara det "fräscha" utseendet hos färskt virke. Om det naturliga åldrandet av en konstruktion utomhus inte kan accepteras bör man välja en ytbehandling med pigment.

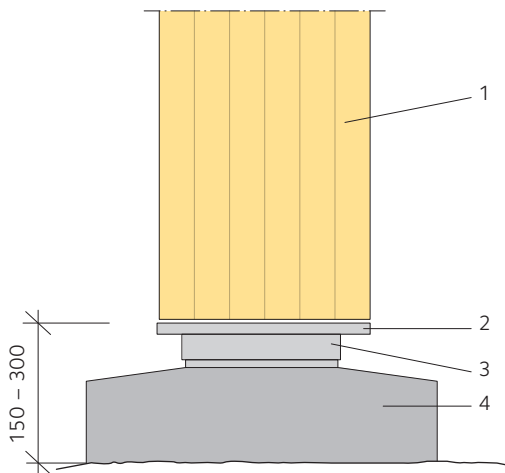
All ytbehandling utomhus bör underhållas. Underhållsmetoderna och intervallen beror på var konstruktionen är och vilken ytbehandling som ursprungligen valts. Lasyrfärger kräver sålunda oftare underhåll än täckfärger, men de är å andra sidan enklare att underhålla. För att förhindra att ytan blir mörkare varje gång den underhålls kan underhållsbehandling av en laserad yta utföras med färglös eller utspädd lasyr.



Figur 1.12 Exempel på utseendeklasser. Nerifrån och upp: Justerade ytor, Hyvlade ytor (industriell utseendeklass) och Renhyvlade ytor eller Renhyvlade, lagade ytor (arkitektonisk utseendeklass), se även sidan 22–23 i *Limträhandbok del 1*.



Figur 1.13 Exempel på hur den utstickande änden av en limträbalk kan skyddas.



Figur 1.14 Konstruktivt träskydd av en pelarfot.
 1. Limträpelare.
 2. Fuktisolering av till exempel 5 mm hårdad k-board.
 3. Mellanlägg (stål, impregnerat trä eller betong).
 4. Betongfundament.

1.5.5 Konstruktivt träskydd

Trä är ett organiskt material som under vissa förhållanden kan angripas av mikrobiell påväxt eller skadeinsekter. I varje enskilt fall kan detta te sig som en olägenhet, men från ekologisk synpunkt är det en av materialets största fördelar. Under sin livslängd ska byggnaden skyddas mot sådana angrepp. Detta görs huvudsakligen genom att detaljerna planeras ordentligt så att förhållanden som framkallar röta kan undvikas.

Principen för konstruktivt träskydd är att trämaterialet hålls så torrt som möjligt (fuktkvot mindre än 20 %). Om detta inte är möjligt ska konstruktionen utformas så att den kan torka efter att den har blivit våt. Torrt trä ruttar inte. Att detaljerna utformas ordentligt för att förhindra rötskador är ytterst viktigt. Särskilt viktigt är att förbanden utformas så att infiltrering av fritt vatten i trämaterialet förhindras, till exempel så att mängden av ändträ som utsätts för vatten minimeras och så att små springor som kapillärt leder vatten undviks. I vissa fall, som till exempel i brokonstruktioner, är det enklast att skydda limträet helt och hållet med brädor eller träskivor, som senare enkelt kan ersättas. Broar för lätt trafik förses ofta med tak, inte bara för att öka användarnas komfort utan också för att skydda konstruktionen mot väderpåverkan.

En annan effektiv metod för att skydda trä mot röta är tryckimpregnering med lämpligt skyddande träskyddsmedel. Tryckimpregneringen kan ändå aldrig ersätta ett korrekt utförande av detaljer och den kan endast anses som en kompletterande åtgärd. Fukt i konstruktionen förorsakar också andra problem än röta.

Val av impregneringsmedel och kraven på inträngning samt upptagning är en kompromiss mellan byggherrens önskemål att effektivt skydda sin byggnad mot röta och samhällets krav på en hälsosam miljö. Användningen av kemiskt träskydd regleras i lag och i olika standarder.

Limträ kan tillverkas av lameller som impregnerats före hyvling och limning. Efter limningen kan sidorna antingen lämnas ohyvlade eller hyvlas som normalt hos limträ tillverkaren. I båda fallen kan skyddsverkan förbättras med lämplig ytbehandling.

Limträ kan också impregneras efter limning men komponentstorleken begränsas då av trycktubens storlek. Med tanke på sprickbildning bör impregnering utföras endast med oljebaserade produkter. Av arbetshygieniska skäl bör användning av kreosotprodukter ske med största omsorg.

1.5.6 Skydd vid transport, lagring och montage

Limträprodukter emballeras oftast individuellt hos limträ tillverkarna och med ett återvinningsbart material. Emballaget är avsett att skydda mot fukt, nederbörd, solstrålning, smuts och viss mekanisk åverkan under transport, lagring och eventuellt i samband med montage.

Emballaget är inget tillräckligt skydd mot fukt. I själva verket kan fukt under ogynnsamma förhållanden kondensera innanför emballaget. Kondensvattnet bör då ledas ut genom att emballaget öppnas. Därför är det ofta fördelaktigt att ta av emballaget så fort som möjligt efter montage (förutsatt att taket är på plats och att rimliga klimatförhållanden i byggnaden kan garanteras). På detta sätt minimeras



Järnvägsbro, Munkedal.

riskan för ytornas missfärgning, vilket givetvis bör undvikas när synliga träytor önskas i den färdiga byggnaden. Läs mer i *Limträhandbok Del 1, Hantering och lagring*.

När limträkomponenter lagras på byggarbetsplatsen ska följande beaktas:

- Lägg aldrig limträkomponenter direkt på marken.
- Placera komponenterna på rena underslag som är minst 300 mm höga och så att god luftning uppnås.
- Underlaget ska vara torrt och plant så att komponenterna inte vrider sig och inte heller belastas ojämnt.
- Lägg rena ströläkt mellan komponenterna och placera dem alltid lodrätt ovanför varandra.
- Vid utomhuslagring ska komponenterna skyddas till exempel med presenningar som läggs på rena underslag. Se till att tillräcklig ventilation uppnås under presenningen. Presenningen ska inte nå marken.
- Undvik långvarig lagring på byggarbetsplatsen, särskilt utomhus.

Limträkomponenter kan, om så önskas, levereras med kantskydd för att minska risken för skador vid transport och montage. När komponenter lyfts med kran, bör breda lyftstroppar användas och limträkanterna skyddas med plåtvinglar eller motsvarande mot lyftmärken. Arbetshandskar, lyftstroppar och andra lyfttillbehör ska vara rena. Man ska inte gå på ytor som avses vara synliga efter montage!

1.6 Transport och montage

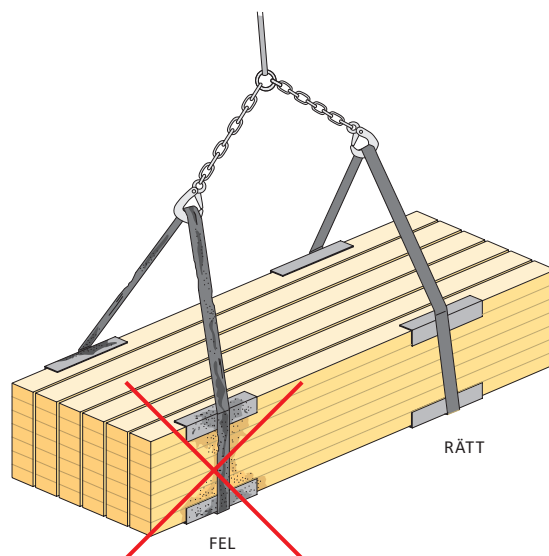
Transport och montage är de sista skederna när en limträkonstruktion byggs och de kan tänkas vara mindre viktiga. De kräver ändå samma omsorg som de föregående arbetsmomenten, eftersom de kan ha avgörande betydelse inte bara från konstruktionssynpunkt utan också för projekteringen och projektekonomin.

1.6.1 Transport

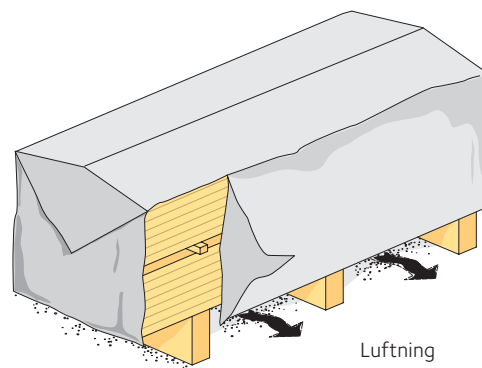
Transporten sker vanligen på landsväg. Detta kan inverka på nedan angivna storleksbegränsningar.

Med vanlig lastbil kan man transportera längder upp till 9 – 10 m. Komponenter längre än 12 m transporteras på trailers med utdragbart flak. Komponenter upp till 30 – 35 m kan också transporteras på detta sätt. För små limträ mängder blir kostnaden för den här sortens transport hög och det är därför fördelaktigt om balkarna kan delas i mindre längder så att de kan transporteras med vanlig lastbil.

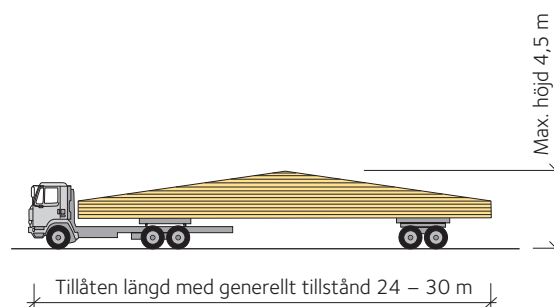
För långa transporter behövs tillstånd av myndigheterna. Längder upp till 24 – 30 m utgör vanligtvis inget problem. Den största längden som får transporteras utan tillstånd varierar i olika länder, men den är normalt ungefär 24 m. Specialtransport krävs vanligen om bredden överskrider 2,6 m eller totala höjden 4,5 m, vilket ofta är fallet med bågar eller ramar. När järnvägs- eller sjötransport används, gäller andra gränser. Transportproblemen kan ofta lösas om konstruktionen delas i mindre transportenheter, som sammanfogas på byggarbetsplatsen.



Figur 1.15 Använd rena handskar, stroppar och kantskydd vid kranlyft.



Figur 1.16 Lagring av limträ
Exempel på hur man kortvarigt kan skydda limträ på byggarbetsplatsen.



Figur 1.17 Transport av limträ
Största tillåten längd och höjd på fordon utan specialtillstånd är gemensamt för Europa. Transportreglerna kan i detalj variera mellan olika länder.



Jordbruk, Kålaboda.

1.6.2 Montage

Montage av limträkonstruktioner kräver nästan alltid tillgång till någon sorts lyftredskap, vanligen mobilkran.

Det bästa är om limträkomponenterna lyfts direkt från lastbilen och monteras på rätt plats i byggnaden. Detta är sällan möjligt och det är som regel nödvändigt att lagra komponenterna någon tid på byggarbetsplatsen. Anvisningarna i *avsnitt 1.5.6, sidan 24*, ska då följas.

När leveransen tas emot ska man kontrollera att antalet limträkomponenter och förbandsdelar motsvarar beställningen.

Det är viktigt att planera montage innan komponenterna lossas, så att tidsödande omlastningar kan undvikas. En tydlig och systematisk märkning av de olika komponenterna och förbandsdelarna är viktigt för att montagearbetet ska kunna utföras effektivt.

Innan byggnadens stabiliseringssystem är komplett, ska konstruktionen stagas provisoriskt mot vind och andra laster som kan förekomma under byggtiden. Ramar och bågar kan med fördel stagas med stålvajrar som spänns med vantskruvar. Vajrar användas också för att fixera konstruktionen i rätt läge innan taket eller motsvarande konstruktioner har monterats.

Plastemballage bör skäras upp under balkarna för att undvika fukt innanför. Alternativt kan emballaget avlägsnas helt, men risken för att synliga delar blir smutsiga under montage ska alltid beaktas. Takkonstruktioner gjorda av profilerad plåt som läggs direkt på limträbalkarna är speciellt känsliga, eftersom balkarnas sidor lätt missfärgas av kondensvatten eller av vatten som kan läcka in mellan fogarna innan isolering och taktäckning är monterad.

Treledade ramar och bågar består av två delar som ansluts till betongfundament eller pelare och sammankopplas med stålbeslag vid nocken. Stora konstruktioner monteras enkelt och säkert med hjälp av mobilkran och flyttbart montageorn under nocken. Montage utförs så att halva ramen eller bågen lyfts upp med mobilkranen. Den nedre änden fastsätts i förbandsdelen i fundamentet eller alternativt i pelaren och den övre änden placeras på montageornet, där den sammankopplas med den andra halvan som har lyfts och monterats på motsvarande sätt. När stagningen är färdig flyttas montageornet till nästa modul och processen upprepas.

1.7 Beställning och leverans

1.7.1 Beskrivning

Följande bör framgå av ritningarna och beskrivningen:

- Beteckning för identifikation (till exempel B1, P3 och så vidare).
- Komponentens typ (till exempel med referens till ritning).
- Nominella mått (bredd \times vänster upplagshöjd / maximal höjd / höger upplagshöjd \times längd i mm). Om balkens eller pelarens höjd är konstant ges bara ett höjdmått. För speciella komponenter, till exempel osymmetriska sadelbalkar ges måtten i en ritning.
- Hållfasthetsklass.
- Limtyp I eller II enligt SS-EN 14080.
- Utseendeklass (ange vid behov vilka ytor som är synliga).
- Ytbehandling (om så önskas).
- Överhöjning (om så önskas).
- Träslag (om annat än gran, till exempel tryckimpregnerad furu).
- Toleranser, om annat än kraven i SS-EN 14080.

Exempel på beskrivning:

Fyra stycken sadelbalkar 165 × 680 / 1 370 / 680 × 22 000 mm,
GL30c/Limtyp I, Renhyvlade, ej lagade ytor – överhöjning 120 mm.

Vid anbudsinfordran eller beställning ska också följande information ges:

- Antalet likadana komponenter (**Observera** att treledsramen och treledsbågen består av två identiska komponenter).
- Eventuell referens till ritning där hål, urtag och motsvarande redovisas.
- Speciella emballagekrav (till exempel individuellt förpackade komponenter, kantskydd och motsvarande).
- Leveransplan.
- Lossningsätt (kran eller lastmaskin).
- Projektets namn och leveransadress.

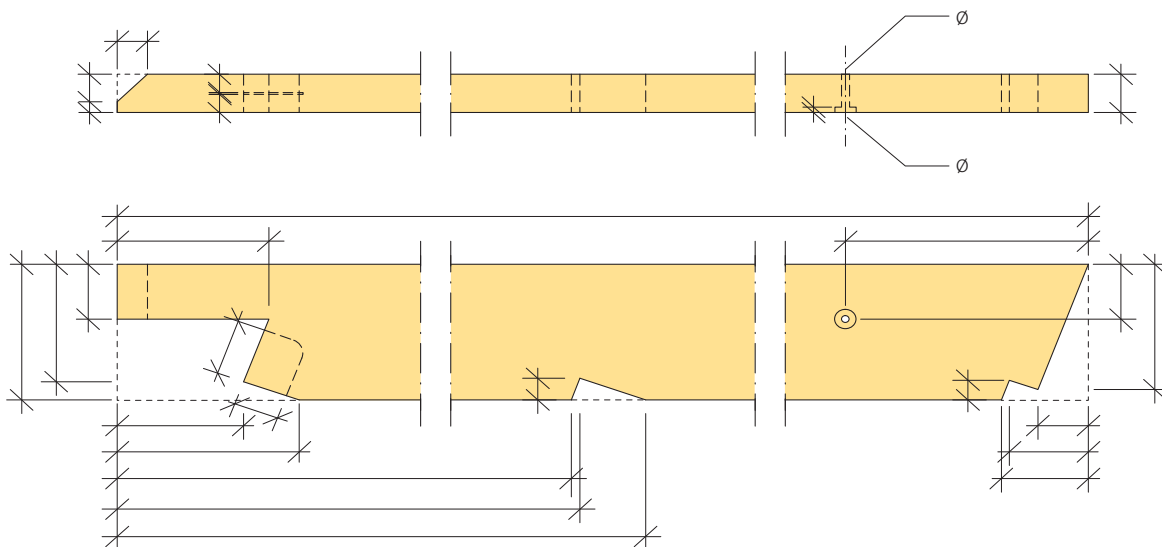
1.7.2 Måttsättning

En tydlig och korrekt måttsättning av limträelementen ger en snabb behandling och minskar risken för felaktigheter och förseningar vid efterbearbetning hos limträ tillverkaren. Exempel på måttsättning ges i figur 1.18 nedan.

Alla erforderliga vyer måste ritas upp och måttsättas. Snittpilar underlättar förståelsen. Det räcker ofta att limträbalken eller limträpelaren sedd från sidan ritas upp. Limträelementen orienteras med fördel horisontellt eller vertikalt på efterbearbetningsritningen, för att spara ritutrymme och underlätta måttsättningen.

Vid måttsättningen bör man utgå från det obearbetade limträelementet och ta med alla mått i x- och y-led som krävs för att man själv skulle kunna bearbeta balken. Det är fördelaktigt att alltid utgå från samma punkt vid måttsättningen av exempelvis ett hak, även om det tar mer ritutrymme i anspråk. Förekommer hål ska läge, håldiameter och eventuell försänkning samt förstärkning anges. Förekommer till exempel slitsar eller pålimmade knap måttsätts dessa på lämpligt sätt. Förklarande text kan komplettera måttsättningen.

Moderna 3D-ritprogram genererar i regel per automatik 2D-ritningar, där måttsättningen dock bör kontrolleras så att den är komplett. Kan 3D-modeller av limträelementen infogas på efterbearbetningsritningen underlättar det förståelsen vid komplicerad konfektionering.



Figur 1.18 Exempel på tydlig måttsättning för efterbearbetning.

Dimensionering av trä- och limträkonstruktioner

2.1 Allmän inledning till dimensionering av konstruktioner 28

- 2.1.1 Förprojektering och preliminär dimensionering 28
- 2.1.2 Detaljerad dimensionering med hjälp av verifiering 29

2.2 Tillämpning av Eurokoder 30

- 2.2.1 Eurokoder och generella krav 30
- 2.2.2 Dimensioneringssituationer och verifieringar 31
- 2.2.3 Principerna för dimensionering i gränstillstånd 31
- 2.2.4 Verifiering med hjälp av partialkoefficientmetoden 32
- 2.2.5 Lasteffekter och lastkombinationer 34
- 2.2.6 Säkerhetsklasser 34

2.3 Särdrag för limträ, fanerträ och konstruktionsvirke 35

- 2.3.1 Inverkan av fuktkvot och klimatklass 35
- 2.3.2 Lastvaraktighetsklasser 36
- 2.3.3 Dimensionering av limträ i brottgränstillstånd 37
- 2.3.4 Dimensionering av limträ i bruksgränstillstånd 37

2.4 Rekommendationer för överhöjning och begränsning av nedböjning 38

- 2.4.1 Överhöjning 38
- 2.4.2 Nedböjning 38

2.1 Allmän inledning till dimensionering av konstruktioner

Dimensionering av bärande konstruktioner innebär att man i första hand begränsar risken för att brott i konstruktionen förorsakar allvarliga personskador och dessutom att man säkerställer byggnadens tillfredsställande funktion vid normal användning, det vill säga i bruksgränstillståndet. Den bärande konstruktionen ska dimensioneras så att de krav som ställs på materialets hållfasthet och konstruktionens prestanda och hållbarhet beaktas under den avsedda livslängden.

Dimensioneringen utförs med hjälp av verifiering. Syftet med denna verifiering är att påvisa att de ställda kraven uppfylls för det valda materialet, de valda dimensionerna och det valda strukturella systemet. Verifieringen kan utföras med hjälp av beräkning eller provning eller med en kombination av dessa två.

Den avsedda livslängden är den tidsperiod under vilken konstruktionen antas bli använd för det ändamål man avsett. Normalt underhåll men inga större reparationer förväntas bli utförda. Den avsedda livslängden för byggnader rekommenderas ofta vara 50 år och för samhället viktiga byggnader samt broar 100 år.

2.1.1 Förprojektering och preliminär dimensionering

Förprojekteringen är första fasen i ett byggprojekt. Under denna fas identifieras och undersöks behoven, krav ställs för möjliga lösningar, lösningarna utvärderas och godkänns och en lämplig konstruktionsidé utvecklas som underlag för fortsatt planering. När man valt, definierat och godkänt konstruktionsidén inleds den andra fasen där konstruktionen verifieras enligt gällande byggbestämmelser. Den intuitiva fasen, som är en del av den första fasen, omfattar att projektspecifika målsättningar definieras, att kundens önskemål uppfattas och översätts till kravlistor samt att samhällets krav på byggande som uttrycks i de gällande bestämmelserna uppfylls.

Detta resulterar i enkla skissartade lösningar för olika konstruktionsidéer och preliminär utvärdering av varje idé. Dimensioneringskraven bör uttryckas så enkelt som möjligt och bör omfatta sådana aspekter som prestanda, kvalitetsmått, tillförlitlighet, säkerhet, produktens livscykel, estetik, ergonomi, ekonomi och underhåll. Huvudsyftet med en systematisk undersökning är att ett stort utbud av möjliga konstruktionsidéer genereras. Kombination av intuitiva och systematiska metoder är sannolikt det bästa sättet att utveckla nya idéer. Genom systematisk sökning kan idéer utvecklas i den intuitiva tankeprocessen.

Huvuduppgiften för den preliminära utvärderingen är att reducera antalet konstruktionsidéer. Detta kan uppnås genom diskussioner eller med hjälp av matriser för preliminär utvärdering. Det är viktigt

att dokumentera motiveringarna för de beslut man fattar och att ha möjlighet att eventuellt senare återkomma till dessa. Utvärderingsfasen omfattar rangordning av de olika idéerna, förenklad riskanalys av varje idé och slutlig utvärdering av idéerna. Rangordningen kan ske så att man beaktar fördelar, nackdelar och olika krav och med hjälp av dessa jämför de olika idéerna systematiskt. Detta resulterar i en matris som visar hur bra olika idéer uppfyller ställda krav. Den idé som bäst uppfyller ett krav får den högsta rankningen. Riskanalysen är en viktig del av förprojekteringen. Alla möjliga risker bör listas för de två eller tre konstruktionsidéer som rankats högst. Dessa risker kan till exempel vara knutna till byggande, transport och tillverkning, ekonomi, olyckor eller väder.

Syftet med förprojekteringen är att preliminärt uppskatta dimensionerna för byggnadens lastbärande konstruktioner som fackverk, balkar, pelare, väggar och bjälklag.

Den preliminära dimensioneringen omfattar ofta beräkningar med de relevanta lastkombinationerna i syfte att uppskatta tvärsnittskrafterna i den byggnadsdel som utvärderas. Tvärsnittstorleken uppskattas med hjälp av:

- Erfarenhet och rekommendationer.
- Preliminära dimensionerande krafter (inklusive växelverkan).
- Preliminära dimensionerande spänningar.
- Preliminära nedböjningar.

2.1.2 Detaljerad dimensionering med hjälp av verifiering

Resultat och process

Under fasen för detaljerad dimensionering slutförs alla nyckelbeslut. Den detaljerade dimensioneringen ger följande resultat:

- Konstruktionen är fullständigt och entydigt definierad och validerad.
- Alla väsentliga konstruktionssystem är definierade.
- Alla delar är fullständigt detaljplanerade och samordnade.
- Kostnaderna och konstruktionsmetoderna är noggrant bestämda.
- Toleranserna är överenskomna mellan de involverade parterna för att säkerställa byggbarhet, förtillverkning och transport.
- Kvalitetsnivåerna är bestämda.
- Beskrivningarna är kompletterade med hjälp av förbestämda och fullständiga system.

Dimensionering av konstruktioner regleras av relevanta byggbestämmelser, som gäller för den geografiska plats där byggnaden ska byggas. I olika länder kan byggbestämmelserna basera sig på olika principer, som till exempel gränstillståndsmetoden, tillförlitlighetsmetoden eller metoden med tillåtna spänningar. I de flesta europeiska länder tillämpas gränstillståndsmetoden och alla skeden av dimensioneringsprocessen definieras i de olika Eurokoderna. Vid dimensionering ska samma byggbestämmelser användas för hela konstruktionen.

Verifiering

Huvudparten av den strukturella dimensioneringen består av verifiering och sedan omkring 2010 finns det inom hela EU en gemensam bestämmelsesamling kallad Eurokoderna för dimensionering av konstruktioner. Verifieringen av en konstruktion eller konstruktionsdel bärformåga ska göras i brottgränstillstånd medan dess funktionalitet verifieras i bruksgränstillstånd. När en konstruktion ska verifieras i



Bandyhall, Nässjö.



Nordens Ark, Hunnebostrand.

brottgränstillstånd behöver konstruktören skapa statiska modeller för konstruktionen och lasterna så att dimensioneringsvärdena för lasterna, material- och produkttegenskaperna och geometriska data används. Lastfall bör väljas genom att identifiera lastbilder och möjliga avvikelser från antagna riktningar och lägen för påverkan samt uppsättningar av deformationer och imperfektioner som samtidigt bör beaktas.

2.2 Tillämpning av Eurokoder

2.2.1 Eurokoder och generella krav

Eurokoderna fastställdes av den europeiska kommissionen för att skapa harmoniserade regler för dimensionering av konstruktioner, regler ämnade att ersätta de nationella reglerna i de europeiska länderna. När Eurokoderna tillämpas, ska de användas tillsammans. Det strukturella Eurokod-programmet omfattar följande standarder, vilka oftast innehåller flera delar:

- SS-EN 1990 Eurokod 0: Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk
- SS-EN 1991 Eurokod 1: Laster på bärverk
- SS-EN 1992 Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner
- SS-EN 1993 Eurokod 3: Dimensionering av stålkonstruktioner
- SS-EN 1994 Eurokod 4: Dimensionering av samverkanskonstruktioner i stål och betong
- SS-EN 1995 Eurokod 5: Dimensionering av träkonstruktioner
- SS-EN 1996 Eurokod 6: Dimensionering av murverkskonstruktioner
- SS-EN 1997 Eurokod 7: Dimensionering av geokonstruktioner
- SS-EN 1998 Eurokod 8: Dimensionering av bärverk med avseende på jordbävning
- SS-EN 1999 Eurokod 9: Dimensionering av aluminiumkonstruktioner.

I alla Eurokoder finns två typer av föreskrifter eller anvisningar. Vissa föreskrifter betecknas med suffixet "P" som betyder "Principer". Detta betyder att kravet som följer efter "P" ska uppfyllas. De är i allmänhet generella krav och definitioner där det inte finns något alternativ. Den andra typen av föreskrifter eller anvisningar står utan "P" och är allmänna råd. De är generella rekommendationer för hur föreskrifterna kan tillämpas, men alternativa lösningar kan godtas. Eurokod 0 beskriver principerna för gränstillståndsmetoden och kraven på säkerhet, brukbarhet och beständighet. De följande allmänna kraven på dimensioneringsprocessen beskrivs i Eurokod 0:

- Valet av strukturellt system och konstruktionernas dimensionering ska utföras av tillräckligt kvalificerad och erfaren personal.
- Byggandet ska utföras av tillräckligt skicklig och erfaren personal.
- Tillräcklig övervakning och kvalitetskontroll ska ordnas under byggskedet – på konstruktionskontor, i verkstäder, på fabriker och på byggarbetsplatsen.
- Konstruktionsmaterial och -produkter ska användas enligt Eurokoderna eller enligt relevanta tillverkningsstandarder, referensmaterial eller produktbeskrivningar.
- Konstruktionen ska underhållas på fullgott sätt.
- Konstruktionen ska användas enligt de antaganden som gjordes i planeringsskedet.

2.2.2 Dimensioneringssituationer och verifieringar

När en konstruktion eller del av den ska verifieras bör konstruktören bedöma olika dimensioneringssituationer, se tabell 2.1, samt påverkan, laster, lastkombinationer och deras effekt, se figur 2.1. Exempel på påverkan är tyngdkraft, vind, snö, solstrålning och jordbävning. Exempel på laster är belastning, tryck, temperatur och jordacceleration. Lastkombinationer består av laster som sannolikt verkar samtidigt. Lastkombinationernas effekt på konstruktionen kan vara spänning, inre kraft och moment, rotation, förskjutning eller motsvarande.

Eurokoderna baserar sig på dimensionering vid gränstillstånd. Ett gränstillstånd definierar förhållanden som, om det överskrids, leder till att konstruktionen inte längre uppfyller relevanta prestandakrav. Dessa gränstillstånd indelas i brottgränstillstånd och bruksgränstillstånd. Brottgränstillståndet, ULS, Ultimate Limit States, avser säkerhet; tillstånd som relateras till kollaps eller andra former av brott i konstruktionen. Bruksgränstillståndet, SLS, Serviceability Limit States, avser situationer där konstruktionen, även om den inte har förlorat sin bärförmåga, beter sig på ett otillfredsställande sätt, till exempel på grund av alltför stora deformationer eller vibrationer. Verifierings- eller dimensioneringsprocessen illustreras i figur 2.1.

Dimensionering och detaljlösning av limträ- och träkonstruktioner utförs enligt Eurokod 5. Den ska endast användas tillsammans med de grundläggande delarna Eurokod 0 och Eurokod 1, som anger alla olika lasttyper, samt med övriga relevanta Eurokoder. Eurokod 5 består av tre delar:

- SS-EN 1995-1-1 Dimensionering av träkonstruktioner – Del 1–1: Allmänt – Gemensamma regler och regler för byggnader
- SS-EN 1995-1-2 Dimensionering av träkonstruktioner – Del 1–2: Allmänt – Brandteknisk dimensionering
- SS-EN 1995-2 Dimensionering av träkonstruktioner – Del 2: Broar.

Eurokoderna ger möjlighet till nationella val för vissa dimensioneringsregler och funktionsvärden. Dessa nationellt definierade parametrar (NDP) ges i den nationella bilagan till var och en av Eurokoderna, i Sverige EKS, för närvarande EKS 10 (BFS 2015:6).

2.2.3 Principerna för dimensionering i gränstillstånd

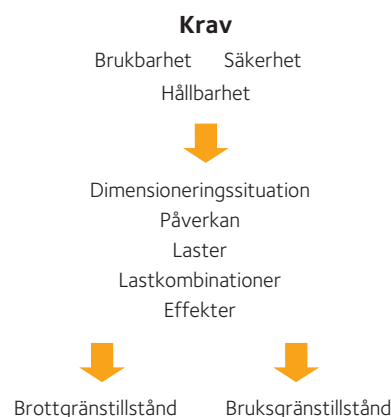
Eurokod 0 beskriver två metoder för dimensionering i gränstillstånd:

- Sannolikhetsteoretiska metoder.
- Partialkoefficientmetoden.

Dimensionering i gränstillstånd baserar sig på en statistisk bedömning, där sannolikheten uppskattas för att ett visst gränstillstånd uppnås och ett acceptabelt värde för denna sannolikhet fastställs. Som exempel kan tas det fall där brottgränstillståndet kan beskrivas med två termer, lasteffekten E och bärförmågan R så att konstruktionen förlorar sin bärförmåga om $E > R$ (det så kallade fundamentala fallet). Lasteffekten E motsvarar vanligen ett maximivärde under referensperioden T (ofta ett år för laster som är tidsberoende). Både E och R är slumpmässiga variabler. Säkerhetsmarginalen definierad som $Z = R - E$ är också en slumpmässig variabel, så konstruktionen kan anses vara säker om $Z > 0$.

Tabell 2.1 Dimensioneringssituationer och deras verifieringsbehov.

Dimensioneringssituation		Verifiering
Varaktig	Normal användning	ULS, SLS
Tillfällig	Montage, tillfälliga situationer som konstruktionen utsätts för som underhåll och reparation	ULS, SLS
Olycka	Normal användning	ULS
	Montage	ULS
Seismisk	Normal användning	ULS, SLS
	Montage	ULS, SLS



Figur 2.1 Krav och terminologi som används i dimensioneringsprocessen.

Om både R och E antas vara normalfördelade med medelvärdena μ_R och μ_E , och standardavvikelserna σ_R och σ_E , kan sannolikheten för förlust av bärförmåga P_f uttryckas med *ekvation 2.1*.

$$2.1 \quad P_f = P(Z \leq 0) = \Phi\left(\frac{0 - \mu_Z}{\sigma_Z}\right) = \Phi(-\beta)$$

där Φ är fördelningsfunktionen för den standardiserade normalfördelningen, $\mu_Z = \mu_R - \mu_E$ och $\sigma_Z^2 = \sigma_R^2 + \sigma_E^2$ och $\beta = \mu_Z/\sigma_Z$ är det så kallade tillförlitlighetsindexet. Tillförlitlighetsindexet β är ett mått på säkerhetsnivån och anger hur många standardavvikelser zonen där bärförmågan förloras ($Z \leq 0$) är belägen från medelvärdet av Z . Förhållandet mellan β och P_f ges i *tabell 2.2*.

Tabell 2.2 Förhållandet mellan tillförlitlighetsindexet β och sannolikheten för förlust av bärförmåga P_f .

P_f	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}
β	1,28	2,32	3,09	3,72	4,27	4,75	5,20

Dagens byggregler, som i likhet med Eurokod 0 baserar sig på partialkoefficientmetoden, definierar vanligen en formell säkerhetsnivå med hjälp av ett minsta riktvärde för tillförlitlighetsindexet, β_{target} (eller största tillåtna sannolikhet för förlust av bärförmåga).

I Eurokod 0 har det minsta riktvärdet för tillförlitlighetsindexet satts till 4,7 för en referenstid på ett år och till 3,8 för en referenstid på 50 år. I de nationella tillämpningarna tillåter många länder att β_{target} beror på de förmodade konsekvenserna av att bärförmågan förloras, vilket definieras med hjälp av säkerhetsklasser. Detta innebär till exempel att ett lägre värde för β_{target} kan användas när konsekvenserna av att bärförmågan förloras medför liten risk för människoliv och tvärtom. De sannolikhetsteoretiska metoderna är generellt inte lämpliga för vanlig dimensionering, men de kan användas för att kalibrera bestämmelserna och för att jämföra konstruktioners tillförlitlighetsnivåer.



Torsbybadet, Torsby.

2.2.4 Verifiering med hjälp av partialkoefficientmetoden

I vanlig ingenjörsmässig dimensionering är det opraktiskt att göra en uppskattning med hjälp av tillförlitlighetsindex. I stället används den så kallade partialkoefficientmetoden. Metoden använder sig av flera olika säkerhetsfaktorer, partialkoefficienter, som var och en för sig beaktar olika typer av osäkerhet som påverkar beräkningarna, till exempel:

- Osäkerhet som gäller representativa värden för laster (γ_f).
- Osäkerhet som gäller materialegenskaper (γ_m).
- Konsekvens av att bärförmågan förloras (γ_d).

En viktig grund för partialkoefficientmetoden är begreppet karakteristiskt värde, som bör basera sig på en klar statistisk definition. De karakteristiska lasterna ges i de olika delarna av Eurokod 1. Dimensioneringsvärdena för lasterna fås när de karakteristiska värdena multipliceras med partialkoefficienterna γ .

Partialkoefficienternas värden för både laster och materialparametrar beror på hur det karakteristiska värdet har definierats. För tidsberoende laster (som snö och vind) definieras det karakteristiska värdet Q_k normalt så att sannolikheten för att Q_k överskrids under ett år är 2 procent. Det här betyder samma sak som att värdet för Q_k har en upprechningsfrekvens på 50 år, vilket betyder att lastnivån Q_k överskrids i medeltal endast en gång vart 50:e år.

Med hänvisning till det fundamentala fallet i brottgränstillstånd som beskrevs i *avsnitt 2.2.3, sidan 31*, ska det verifieras att bärförmågens dimensioneringsvärde R_d överskrider dimensioneringsvärdet för lasteffekten E_d för det konstruktionselement det gäller, *se ekvation 2.2*.

$$R_d > E_d \quad 2.2$$

Detta krav ska verifieras för varje brottmod och för ett antal lastkombinationer beroende på dimensioneringssituationen. Dimensioneringsvärdet för lasteffekt E_d bestäms utgående från permanenta laster G , med tiden varierande (variabla) laster Q och olyckslaster. Dimensioneringsvärdet för permanenta laster G_d bestäms av *ekvation 2.3*.

$$G_d = \gamma_G \cdot G_k \quad 2.3$$

där γ_G är partialkoefficienten för permanent last G och G_k är det karakteristiska värdet för den permanenta lasten, vanligen definierad som 50-procentsfraktilen eller medelvärdet.

Dimensioneringsvärdet för variabla laster bestäms av *ekvation 2.4*.

$$Q_d = \gamma_Q \cdot Q_k \quad 2.4$$

där γ_Q är partialkoefficienten för variabel last Q och Q_k är det karakteristiska värdet för den variabla lasten Q , vanligen definierad som 98-procentsfraktilen för det årliga maximivärdet.

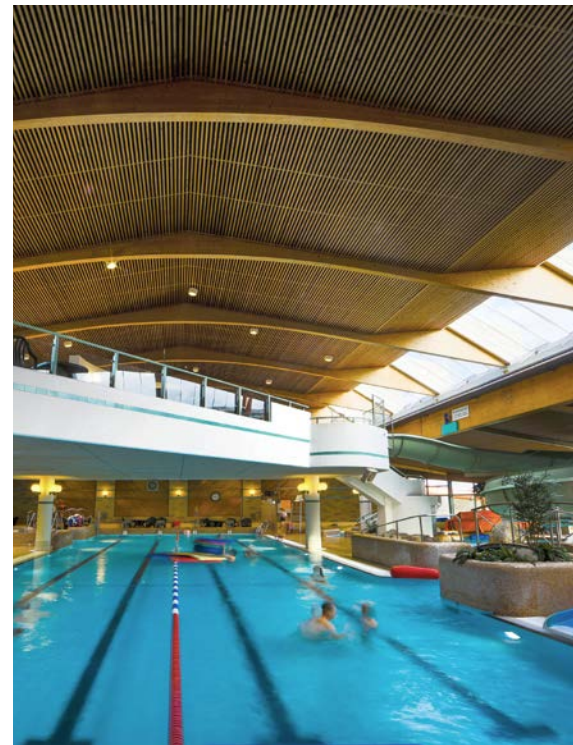
Dimensioneringsvärdet för bärförmåga R_d bestäms huvudsakligen utgående från materialegenskaperna och dimensionerna. Dimensioneringsvärdet f_d för ett hållfasthetsvärde f bestäms av *ekvation 2.5*.

$$f_d = \eta \frac{f_k}{\gamma_m} \quad 2.5$$

där γ_m är partialkoefficienten för material, f_k är det karakteristiska värdet för en materialegenskap, vanligen 5-procentsfraktilen, och η är en faktor som beaktar skillnaden mellan förhållandena som konstruktionen befinner sig i och förhållandena som gällde när egenskaperna provades.

I bruksgränstillstånd formuleras det kritiska villkoret vanligtvis så att den beräknade nedböjningen, vibrationen, förskjutning i ett förband eller motsvarande ska vara mindre än ett absolut eller ett relativt erforderligt värde.

Partialkoefficientmetoden kan tillämpas på olika sätt i olika länder. Finland har valt att tillämpa tillförlitlighetsdifferentiering enligt *Eurokod 0, Annex B*. I de övriga nordiska länderna beaktas de olika följderna av att bärförmågan förloras så att olika typer av byggnader och byggnadsdelar tilldelas olika säkerhetsklasser, *se avsnitt 2.2.6, sidan 34*.



Vattenpalatset, Lerum.



Torggallerian, Sälen.

2.2.5 Lasteffekter och lastkombinationer

Termen "lasteffekter" avser till exempel inre krafter och moment och även nedböjningar förorsakade av laster. Som grundregel dimensioneras en konstruktion inte för en enda last utan för olika lastkombinationer, till exempel egentygnd och snölast. För att erhålla ett dimensionerande kombinationsvärde för varje situation bör varje last betraktas turvis som huvudlast (med sitt fulla värde) och kombineras med de andra lasterna, som beaktas med sina kombinationsvärden. Dessa fås genom att det karakteristiska värdet Q_k reduceras med faktorerna ψ_0 , ψ_1 och ψ_2 som beskrivs enligt följande:

- **Kombinationsvärdet** ($\psi_0 Q_k$), används för verifiering i ULS och för de karakteristiska kombinationerna för irreversibel SLS (följden av lasterna som överskrider ett visst bruksgränskrav består när lasterna upphör att verka).
- **Frekventa värdet** ($\psi_1 Q_k$), används för verifiering i ULS för olycks- laster och för reversibel SLS. Det frekventa värdet överskrids ungefär 1 procent av tiden.
- **Kvasi-permanenta värdet** ($\psi_2 Q_k$), används för att uppskatta långtidsverkan i SLS, såsom nedböjningar eller sprickbildning, och för att beakta variabel last i olycksfallskombinationer i ULS. Det kvasi-permanenta värdet motsvarar den variabla lastens tidsmedelvärde.

Faktorn ψ_2 kan även uppfattas som en faktor som konverterar kortvariga laster till motsvarande permanenta laster när långtidseffekterna av krypning beräknas.

Eurokod 0 definierar kombinationsregler för laster för de olika dimensioneringssituationer som visas i *tabell 2.1*. Dessa regler definierar hur permanenta laster och variabla laster bör kombineras för att lasteffekten ska kunna bestämmas. Den följande generella ekvationen gäller till exempel för dimensionering vid varaktiga eller tillfälliga dimensioneringssituationer i brottgränstillstånd, *ekvation 2.6*.

$$2.6 \quad E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

där indexen j och i avser den j varande permanenta lastkomponenten och den i varande variabla lastkomponenten, och

- $Q_{k,1}$ är det karakteristiska värdet för huvudlasten.
- $\gamma_{Q,1}$ är partialkoefficienten som tillhör $Q_{k,1}$.

2.2.6 Säkerhetsklasser

Risken för att brott i konstruktionen leder till allvarliga personskador är olika för olika byggnader och deras användningsändamål och för olika byggnadsdelar och deras funktion. Sålunda är risken för personskador större när en takbalk brister än när en mellanväggsregel brister och större om balken stöder taket i en idrottshall än om den stöder taket i en överbyggd entré.

I Sverige tas till exempel dessa skillnader i beaktande så att de bärande konstruktionerna hänförs till en säkerhetsklass som beror på konsekvenserna av att bärförmågan förloras. Säkerhetsklassen bestämmer antingen omfattningen av kontrollen eller värdet för partialkoefficienten γ_d i brottgränstillståndet. När säkerhetsklassen inkluderas i den generella formuleringen av *ekvation 2.6*, påverkas den totala lasteffekten E_d , se *ekvation 2.7*.

Det finns tre säkerhetsklasser: säkerhetsklass 1 ($\gamma_d=0.83$) där risken för allvarliga personskador är liten, säkerhetsklass 2 ($\gamma_d=0.91$) där det finns viss risk för allvarliga personskador och säkerhetsklass 3 ($\gamma_d=1$) där risken för allvarliga personskador är stor. I bruksgränstillståndet görs dock ingen skillnad mellan säkerhetsklasserna.

$$E_d = \gamma_d \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_d \cdot \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \gamma_d \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad 2.7$$

2.3 Särdrag för limträ, fanerträ och konstruktionsvirke

Limträ och trä skiljer sig som byggnadsmaterial från stål, armerad betong och andra kompositmaterial på många olika sätt. Trä är ett biologiskt och naturligt material vars egenskaper har stor variation. Trä är ortotropiskt, vilket betyder att egenskaperna är olika i de olika riktningarna, och det är hygroskopiskt, vilket betyder att dess fuktkvot förändras när omgivningens relativa luftfuktighet RF förändras. Några egenskaper som är specifika för dimensionering av limträkonstruktioner är:

- Fuktkvoten i virket varierar i de olika klimatklasserna.
- Lastens varaktighet har inverkan på bärförmågan.
- Materialegenskapernas partialkoefficienter och modifieringsfaktorer har specifika värden.
- Storlekseffekten har inverkan på dimensioneringsvärdena för böj- och draghållfasthet.
- Materialegenskaperna varierar med fiberriktningen.

2.3.1 Inverkan av fuktkvot och klimatklass

Fuktkvoten och dess variation har mycket signifikant roll för limträets och de övriga trämaterialens alla egenskaper. Fuktkvoten inverkar både på hållfasthet och på styvhet. För att beakta denna inverkan vid dimensionering definieras följande tre klimatklasser i Eurokod 5:

- **Klimatklass 1** kännetecknas av en fuktkvot i materialet som motsvarar en temperatur på 20 °C och en relativ luftfuktighet RF som överskrider 65 % endast under några få veckor per år hos den omgivande miljön. Den genomsnittliga fuktkvoten i de flesta barrträslagarna överskrider inte 12 %.

Hit hör till exempel:

- Vindsbjälklag och takstolar i ouppvärmda men ventilerade vindsutrymmen ovanför varaktigt uppvärmda utrymmen.
- Pelare och väggreglar i ytterväggar i varaktigt uppvärmda byggnader, om de skyddas av en ventilerad och dränerad beklädnad.
- Bottenbjälklag över kryputrymmen som ventileras med inomhusluft.

Limträkonstruktioner i simhallar och isolerade ridhustak anses i allmänhet tillhöra klimatklass 1.



Gislebadet, Gislaved.

- **Klimatklass 2** kännetecknas av en fuktkvot i materialet som motsvarar en temperatur på 20 °C och en relativ luftfuktighet RF som överskrider 85 % endast under några få veckor per år hos den omgivande miljön. Den genomsnittliga fuktkvoten i de flesta barrträslagen överskrider inte 20 %.

Hit hör till exempel:

- Bottenbjälklag över kryputrymmen som ventileras med utomhusluft.
- Limträkonstruktioner i utrymmen eller byggnader som inte är permanent uppvärmda, till exempel fritidshus, kalla lagerbyggnader, oisolerade ridhus och jordbruksbyggnader.
- Limträkonstruktioner i dåligt ventilerade simhallar.

- **Klimatklass 3** kännetecknas av klimatförhållanden som leder till högre fuktkvot än i klimatklass 2. Den genomsnittliga fuktkvoten i de flesta barrträslagen överskrider 20 %.

Hit hör till exempel:

- Limträkonstruktioner i utrymmen eller byggnader med fuktalstrande verksamhet eller lagring.
- Konstruktioner som är oskyddade mot nederbörd eller som är i direkt markkontakt.

2.3.2 Lastvaraktighetsklasser

Trämateriäl försvagas signifikant när lasten verkar under en längre tid. För att beakta att hållfastheten minskar finns olika lastvaraktighetsklasser som ska användas i dimensioneringsprocessen.

Lastvaraktighetsklasserna täcker en lång rad varaktigheter och de motsvarande laster som kan förekomma i praktiken, se *tabell 2.3*.

Inverkan av lastens varaktighet på limträets bärförmåga tas i beaktande med hjälp av en faktor k_{mod} som beror på klimatklass och lastvaraktighetsklass, se *tabell 2.4*. Modifikationsfaktorn k_{mod} minskar

Tabell 2.3 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

Källa: Tabell enligt SS-EN 1995-1-1:2004, 2.3.1.2.

Tabell 2.4 Värderna för k_{mod} för limträ, fanerträ och konstruktionsvirke beror på klimatklass och lastvaraktighetsklass.

Material	Klimatklass	Lastvaraktighetsklass				
		Permanent	Lång	Medellång	Kort	Momentan
Limträ, fanerträ och konstruktionsvirke	1	0,6	0,7	0,8	0,9	1,1
	2	0,6	0,7	0,8	0,9	1,1
	3	0,5	0,55	0,65	0,7	0,9

limträets, virkets och andra trämaterials karakteristiska hållfasthetsvärden och dess värde varierar mellan 0,2 och 1,1. Endast för momentan last och torrt limträ (klimatklasserna 1 och 2 enligt Eurokod 5) får denna faktor ett värde $> 1,0$, vilket leder till ökning av de karakteristiska hållfasthetsvärdena.

Värdena för modifieringsfaktorn k_{mod} ges i *tabell 2.4*. Om lastkombinationen innehåller laster som tillhör olika lastvaraktighetsklasser, väljs k_{mod} så att det motsvarar den kortaste lastvaraktigheten.

I förband som består av trämaterial med olika värden för k_{mod} , kan dess värde bestämmas genom *ekvation 2.8*.

$$k_{\text{mod}} = \sqrt{k_{\text{mod},1} k_{\text{mod},2}}$$

där $k_{\text{mod},i}$ är modifieringsfaktorn för materialen 1 och 2.

2.3.3 Dimensionering av limträ i brottgränstillstånd

Dimensioneringsvärdet för limträets bärförmåga bestäms utgående från dimensioneringsvärdet för dess hållfasthet. Först tar man ett karakteristiskt värde från en av *tabellerna 1.1 – 1.3* i vilka de gängse värdena för karakteristisk hållfasthet och styvhet i MPa och densitet i kg/m^3 finns publicerade. Sedan beräknas den relevanta egenkapens dimensioneringsvärde f_d enligt *ekvation 2.5*. För limträ gäller *ekvation 2.9*. Det karakteristiska värdet f_k modifieras med k_{mod} beroende på lastvaraktighets- och klimatklass, *se tabell 2.4* och med partialkoefficienten γ_M som beaktar materialets osäkerhet och som är 1,25 för limträ. Eftersom limträ har certifierade hållfasthetsklasser och dess tillverkningsprocess är underställd bestämd kontroll gäller ett lägre värde för γ_M än för konstruktionsvirke.

$$f_d = k_{\text{mod}} k_h \frac{f_k}{\gamma_M}$$

För rektangulära tvärsnitt med mindre höjd än 600 mm kan det karakteristiska värdet för böjhållfasthet $f_{m,k}$ och draghållfasthet parallellt med fiberriktningen $f_{t,0,k}$ ökas med faktorn k_h (faktor för storlekseffekt), *se ekvation 2.10*. För andra karakteristiska egenskapsvärden är faktorn k_h lika med 1.

$$k_h = \min \left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{600}{h} \right)^{0,1} \\ 1,1 \end{array} \right.$$

där h är tvärsnittshöjden i millimeter.

Enligt reglerna i Eurokod 5 ska böjhållfastheten och draghållfastheten korrigeras med hänseende till storlekseffekten. Enligt gällande regler ska limträets bärförmåga vid skjuvning reduceras med faktorn k_{cr} .

2.3.4 Dimensionering av limträ i bruksgränstillstånd

I bruksgränstillstånd ska konstruktionen vara tillräckligt styv för att eliminera obehaglig vibration eller deformationer som kan försämra konstruktionselementens funktion, till exempel takavvattning.

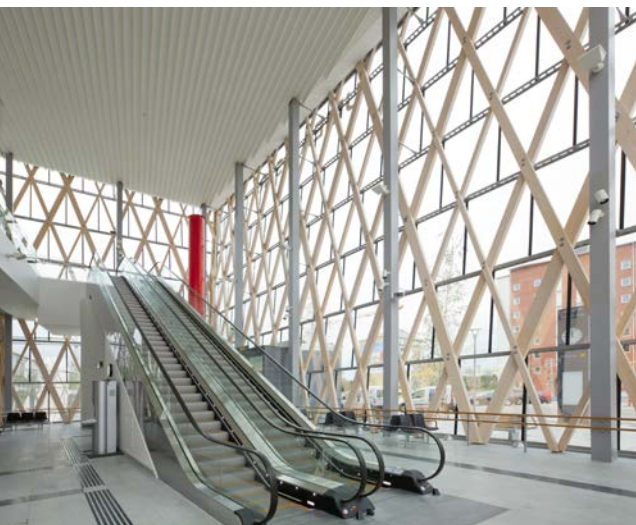
2.8



Maskinhall, Söderköping.

2.9

2.10



Umeå Östra resecentrum, Umeå.

Förutom limträkomponentens geometri påverkas dess styvhet av många andra faktorer. Dessa faktorer är lastens varaktighet och materialets fuktkvot och temperatur. I synnerhet variationerna av last och fuktkvot är mycket viktiga. Som regel används värdet $\gamma_M = 1,0$ vid dimensionering i bruksgränstillstånd.

Vid deformationsberäkning ska de relevanta lasterna definieras. Tre olika lastkombinationer kan tillämpas i syftet att definiera relevanta dimensioneringssituationer. Lastkombinationerna för bruksgränstillstånd är definierade i Eurokod 0. Information om hur initialnedböjning och slutlig nedböjning beräknas för konstruktions-element gjorda av limträ och deras förband ges i *kapitel 6, sidan 82*.

2.4 Rekommendationer för överhöjning och begränsning av nedböjning

En konstruktions nedböjning bör av utseendemässiga, eller i vissa fall av praktiska, skäl begränsas, till exempel för takbalkar. Även om nedböjningen skulle vara så liten som $1/300$ av spännvidden, är den fullt synlig, särskilt om det finns horisontella referenslinjer. De visuella kraven bör dock formuleras olika för olika byggnader, till exempel lägre krav för en lagerbyggnad än för en utställningshall.

2.4.1 Överhöjning

Om nedböjningarna är problematiska kan de i viss mån motverkas om limträelementen planeras med viss överhöjning. Överhöjningens storlek kan lämpligen vara lika stor som den nedböjning som motsvarar minst den beräknade egentyngden. Detta kan anses resultera i en rak form vid bruk. Överhöjning kan behövas för fritt upplagda balkar med spännvidd över 6 – 8 m. Kontinuerliga balkar över flera upplag behöver normalt ingen överhöjning.

Överhöjning bör alltid användas när taklutningen är liten. Taket bör dimensioneras så att man får tillräckligt fall mot takbrunnar även under full snölast. Snö, is och stående smältvatten kan annars bilda successivt ökande nedböjning och förorsaka risk för brott i takbalkarna. Dessutom är risken för läckage och vattensador stor. En minsta taklutning på 3° bör alltid eftersträvas.

2.4.2 Nedböjning

I *tabell 6.1 i kapitel 6, sidan 89*, föreslås acceptabla nedböjningsgränser i förhållande till spännvidden för några typer av raka limträkomponenter. Informationen kan också utnyttjas för bågar, ramar och andra konstruktioner.

Anslutning mot icke bärande mellanväggar ska utformas så att bjälklaget kan deformeras fritt utan att överföra last till väggen. Om detta inte görs kan väggen skadas och överbelasta underliggande bjälklag. Sekundära konstruktioner kan i allmänhet dimensioneras med lägre ställda nedböjningskrav än för den primära konstruktionen. Detta får emellertid inte leda till försämrad funktion, till exempel till att taktäckningsmaterialet brister.

Konstruktionssystem för limträ

Limträ möjliggör ett stort antal olika konstruktionssystem. I detta kapitel presenteras några grundläggande limträkonstruktioner för typiska hallbyggnader och limträbroar – från enkla system med pelare och balkar till ram- och skalkonstruktioner, vilka alla på olika sätt och i varierande grad utnyttjar limträteknikens möjligheter.

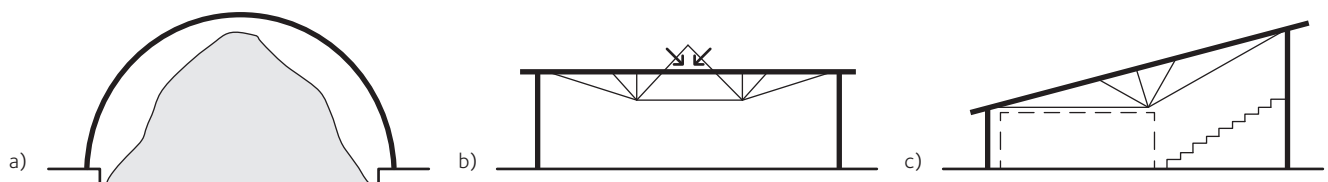
Valet av konstruktionssystem påverkas framförallt av byggnadens funktion och av arkitektoniska aspekter, till exempel fri höjd, restriktioner gällande taklutning, dagsljus och motsvarande, se *figur 3.1*, samt av ekonomiska överväganden. Produktionstekniska eller transporttekniska begränsningar kan i vissa fall vara avgörande, se *avsnitt 1.6 i kapitel 1, sidan 25*.

Materialet utnyttjas effektivt om följande rekommendationer (regler) följs:

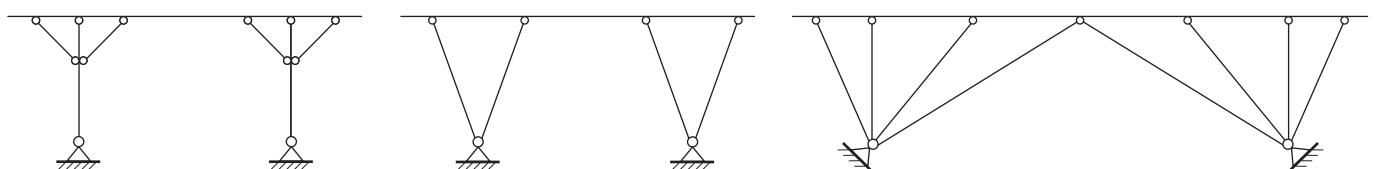
- Konstruktionsdelarna belastas företrädesvis med axialkrafter (tryckkrafter och dragkrafter).
- Stora böjmoment och stor risk för vippning för slanka balkar bör undvikas.
- Tvärkrafterna bör betraktas kritiskt.
- Excentricitet och vridning bör undvikas.
- Dragning vinkelrätt mot fiberriktningen förorsakad av laster, geometri eller krympning bör undvikas.
- Tredimensionella system är ofta optimala med avseende på stabilitet och säkerhet.

Konstruktionssystem kan ofta optimeras genom följande:

- Tvärsnittets mått anpassas till spänningarnas storlek och i förekommande fall aktuell snittkraftsfördelning (till exempel sadelbalk, se *figur 3.5*).
- Stöden placeras lämpligt (mellanstöd, kontinuerliga balkar).
- Leder placeras lämpligt som till exempel Gerbersystem.
- Trycksträvor används för att minska spännvidden, se *figur 3.2*.
- Elastiska mellanstöd utförs som i ett spännverk, se *figur 3.11 till 3.13*.

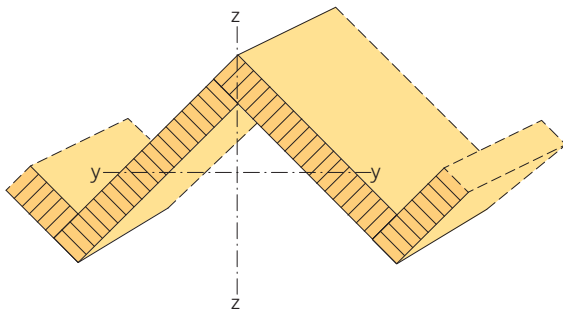


Figur 3.1 Utformning av en byggnad för att passa olika ändamål. Byggnaden används som: a) lager för bulkvara, b) dagsljus genom taket respektive c) föreskriven fri höjd.

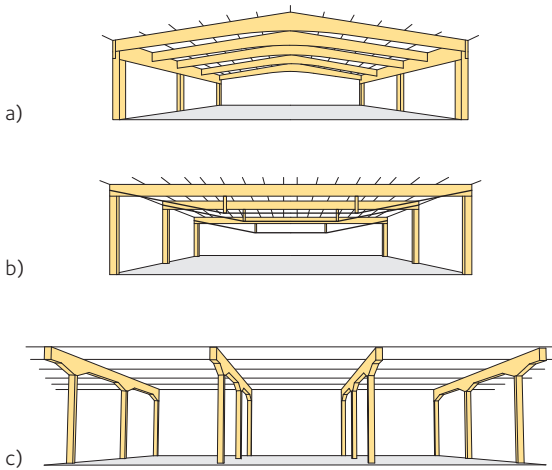


Figur 3.2 Trycksträvor reducerar balkens fria spännvidd.

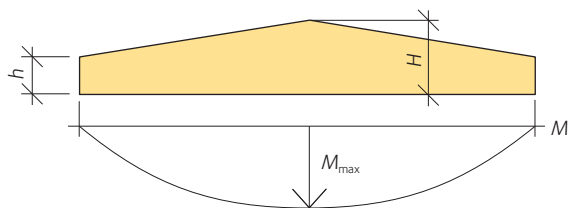
3.1	Balkar och pelare	40
3.2	Kontinuerliga balkar	41
3.3	Fackverk	42
3.4	Treledstakstolar	43
3.5	Bågar	45
3.6	Ramar	46
3.7	Konsoler	46
3.8	Skalkonstruktioner	47
3.9	Sammansatta system	47
3.10	Limträbroar	48
	Plattbroar med tvärsjäpad platta	48
	Balkbroar	49
	Hängverk, sprängverk	49
	Bågbroar	49
	Hängbroar och snedkabelbroar	50
	Spännbandsbroar	50
3.11	Förband	50
3.12	Översiktstabell	51



Figur 3.3 Ytbildande system (bruten konstruktion) som uppfyller flera funktioner: omslutande, bärande, stabiliserande.



Figur 3.4 System med balk och pelare.
a) Bumerangbalkar, b) rak underspänd balk,
c) balkar med större tvärsnittshöjd vid stöden.



Figur 3.5 Formen av en symmetrisk sadelbalk följer rätt väl momentkurvan för en fritt upplagd tvåstödsbalk med jämnt fördelad last. Den är därför mera materialekonomisk än en jämnhög balk.

Ytbildande konstruktionsdelar är ofta optimerade i sig själva eftersom de tjänar flera funktioner: bärande, stabiliserande och omslutande, se figur 3.3.

Tabell 3.1 i slutet av detta kapitel ger en sammanfattning av de vanligast förekommande konstruktionssystemen för byggnader av limträ. För att underlätta valet ger tabellen rekommenderade spännvidder och ungefärliga tvärsnittshöjder för de olika konstruktionerna. Måtten motsvarar genomsnittliga värden under normala förhållanden. Små laster eller små avstånd mellan konstruktionsdelarna minskar den erforderliga tvärsnittshöjden i viss mån. Också det motsatta gäller.

3.1 Balkar och pelare

I sin enklaste och vanligaste form består limträstommen av fritt upplagda balkar placerade på två pelare. Vid små spännvidder är jämnhöga raka balkar oftast att föredra medan det vid större spännvidder kan vara ekonomiskt motiverat att låta tvärsnittshöjden variera med krafterna i balken. Förbandet mellan balken och pelaren bör utformas så att balken inte vippar (gaffelstöd, se kapitel 14, sidan 198).

Ett exempel på detta är sadelbalken som har den största konstruktionshöjden i mitten där det böjande momentet är störst, se figur 3.5. Balkens lutande form förorsakar ändå tryckspänningar vinkelrätt mot fiberriktningen i den sneda kanten. Detta är inte så kritiskt för en balk som i figur 3.5. Om balken vänds upp och ner, kommer den snedsågade kanten däremot att vara dragen, dragspänningar vinkelrätt mot fiberriktningen förekommer vid den snedsågade kanten och detta kan leda till allvarlig fläkning. Sadelbalkar bör därför endast användas så att den snedsågade kanten är tryckt vid böjning (övre kanten). Mer om detta finns i kapitel 7, sidan 102.

Oftast är det deformationskraven, till exempel största tillåtna nedböjning som kan accepteras, och inte erforderlig bärförmåga som är avgörande för den lägsta tvärsnittshöjd som kan väljas.

Limträbalkar utformas som regel med rak underkant men de kan också av estetiska eller funktionella orsaker utformas med mer eller mindre markerad krökning. En vanlig form är den så kallade bumerangbalken – en sadelbalk med krökt underkant, se figur 3.4 a). I krökta balkar uppstår spänningar vinkelrätt mot fiberriktningen vilka ska beaktas vid dimensionering. Mycket ofta förstärks dessa balkar mot dragspänningar vinkelrätt mot fiberriktningen med inlimmade skruvar, självborrande skruvar eller plywoodskivor, se kapitel 7, sidan 102.

Olika installationer utgör en väsentlig del av byggnadens funktion och de påverkar i hög grad den arkitektoniska upplevelsen. En fråga som ofta blir aktuell är därför om det går att göra hål och urtag i konstruktionsdelar av limträ. I en vanlig massiv limträbalk medverkar hela tvärsnittet till att ta upp tvärkrafterna. Tvärkrafterna är störst vid upplagen och det är därför oftast olämpligt med hål eller urtag nära upplagen. Hål bör placeras i tvärsnittets mittparti där

böjspänningarna är mindre. *Figur 3.6* illustrerar inom vilket område i en fritt upplagd balk ett eventuellt hål i första hand bör placeras. Resonemanget ovan är av principiell natur. Detaljerade anvisningar om hur man dimensionerar och utformar hål och urtag ges i *kapitel 5, sidan 70*. Hål bör aldrig göras i områden där det förekommer drag-spänningar vinkelrätt mot fiberriktningen, till exempel i vissa delar av sadelbalkar, krökta balkar och bumerangbalkar.

Pelare av limträ har normalt god bärförmåga. En fast inspänd pelare som är ledad i den övre änden, har en knäcklängd som är ungefär dubbla pelarhöjden. Det är emellertid nästan omöjligt att spänna in en pelare fullständigt, så knäcklängden är i praktiken något mer än två gånger pelarens längd L , se *kapitel 4, sidan 53*. För en vanlig pelare, som är ledad upptill och nertill, är knäcklängden lika med L .

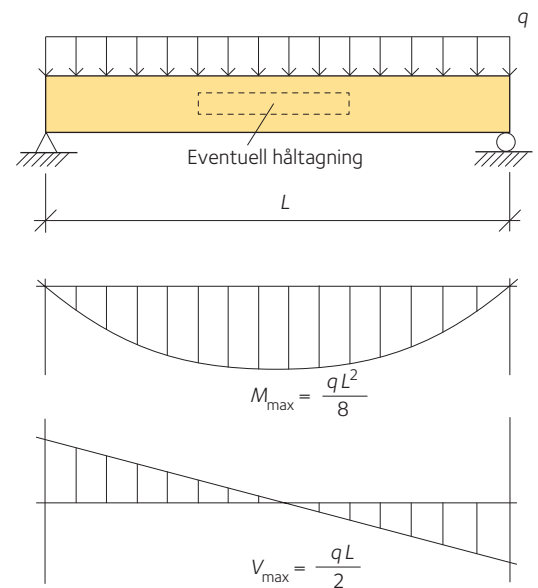
Det är vanligt att husets utformning på ett naturligt sätt ger möjlighet till att staga pelarna i toppen, till exempel i takkonstruktionen. I låga byggnader som är upp till 3 – 4 m höga, är det som regel ekonomiskt att spänna in pelarna i grundkonstruktionen för att säkerställa stabiliteten. Grundkonstruktionen ska då dimensioneras för inspänningsmomenten. I högre byggnader brukar det vara fördelaktigare att anordna krysstag eller så kallade vindfackverk. Se *vidare kapitel 13, sidan 170*.

3.2 Kontinuerliga balkar

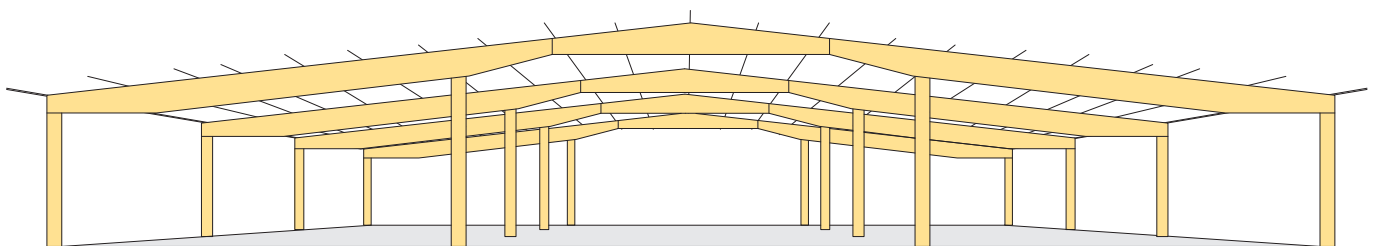
Balkar på flera stöd eller balkar med överkragning medger bättre materialutnyttjande än vad som kan uppnås med fritt upplagda tvåstödsbalkar, eftersom böjmomentet varierar mindre längs med balken. Utnyttjandegraden kan höjas ytterligare genom att balkhöjden ökas vid innerstöden, vilket ökar böjmoment vid dessa stöd och minskar fältmomenten.

Kontinuerliga balkar utförs med fördel som så kallade Gerbersystem. Skarvarna utformas då som leder och placeras så att man får en gynnsam momentfördelning och lämpliga transportlängder. En lämplig placering av Gerberlederna ges i *kapitel 12, sidan 166*, för kontinuerliga balkar med jämnt fördelad last.

System med kontinuerliga balkar är särskilt lämpliga att användas som primärbalkar i takkonstruktioner. Som sekundärbalkar är ändå fritt upplagda balkar att föredra eftersom fortskridande ras kan förebyggas, se *ytterligare i kapitel 12, sidan 166*.



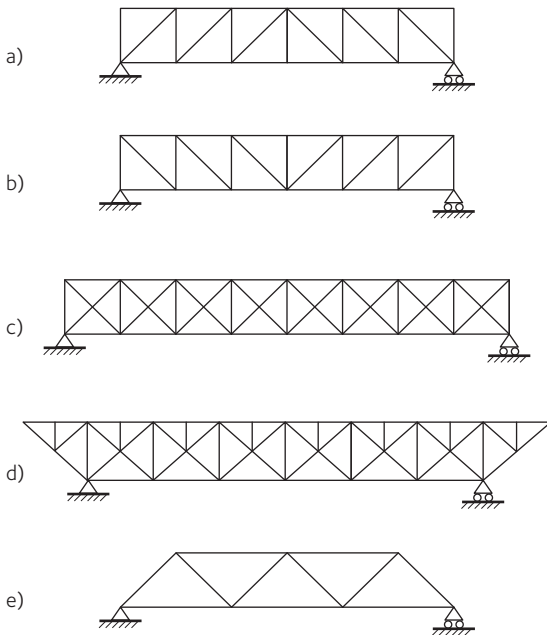
Figur 3.6 Moment och tvärkraft vid fritt upplagd tvåstödsbalk, belastad med jämnt fördelad last. Hål kan eventuellt göras i den centrala delen av balken.



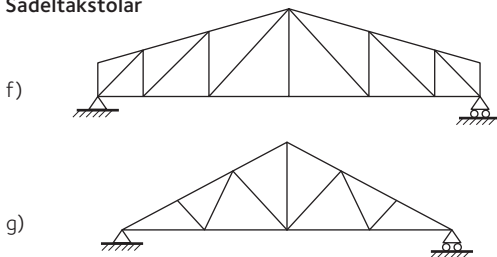
Figur 3.7 Kontinuerliga balkar som Gerbersystem. Här som optimerade balkar med överkragning och inhängda sadelbalkar.

3.3 Fackverk

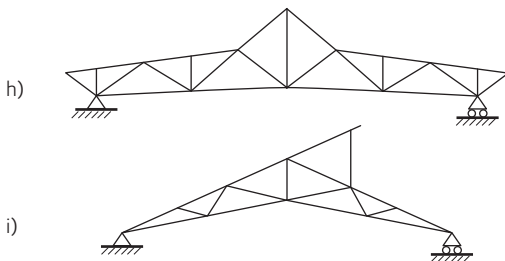
Parallelfackverk



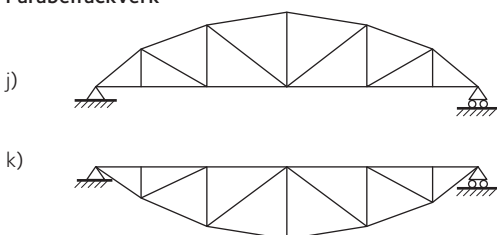
Sadeltakstolar



Specialfackverk som släpper in dagsljus



Parabelfackverk



När spännvidden är stor och massiva balkar blir för otympliga och materialkrävande kan någon typ av fackverk vara ett lyckat alternativ, se figur 3.8. Detta gäller i synnerhet om liten taklutning önskas och konstruktionshöjden tillåts vara tillräckligt stor.

Till fackverkets fördelar hör att de kan förtillverkas på fabrik i lämpliga delar som anpassas med transportmöjligheterna. Dessa delar monteras ihop på byggarbetsplatsen. Till nackdelarna hör ett stort antal ibland komplicerade knutar vilka ökar kostnaderna. Det är önskvärt att arkitekten deltar i utformningen av fackverket, i synnerhet av dess knutar och andra detaljer. Utformningen bör innehålla en studie av olika diagonallägen med syftet att optimera konstruktionen, se figur 3.8. Vid alla knutar ska de mötande delarnas systemlinjer korsa varandra i samma punkt så att man undviker excentricitet som förorsakar (sekundära) böjmoment.

Rör för installationer och motsvarande kan i många fall placeras nära överramen i ett fackverk eller ovanför underramen. Tryckta stänger utformas av limträ medan de dragna elementen kan vara av stål med ett tvärsnitt som huvudsakligen tar upp dragkrafter. Konstruktionshöjden är i detta fall avståndet mellan underramens och överramens systemlinjer. Den kan antingen vara konstant längs med fackverket eller följa böjmomentfördelningen, se figur 3.8 f) – k). Fackverk är ett bra val för konstruktioner mellan 30 och 85 m.

Figur 3.8 Fackverk som lämpar sig för vertikal belastning (egentyngd, snölast) på övre ramen.

Parallelfackverk.

- a) Tryckta diagonaler,
- b) dragna diagonaler,
- c) dubbla diagonaler, eller
- d) med extra stöd för den tryckta ramen,
- e) parallelfackverk med både tryckta och dragna diagonaler, optimerad för ett litet antal knutar.

Sadeltakstolar.

- f) Avskuren,
- g) vanlig.

Specialfackverk som släpper in dagsljus.

- h), i).

Parabelfackverk.

- j) Vertikaler och diagonaler som är utsatta för mycket små tryck- eller dragkrafter. Krökt överram för tryckkrafter,
- k) vertikaler och diagonaler som är utsatta för mycket små tryck- eller dragkrafter. Krökt underram för dragkrafter.

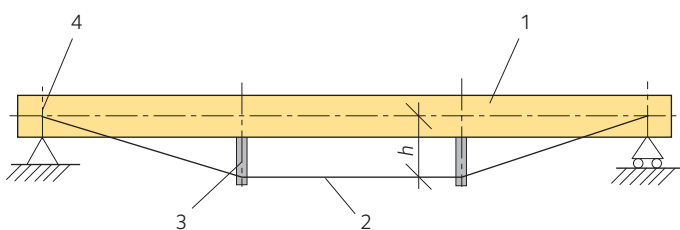
3.4 Trededstakstolar

Trededstakstolar och andra spännverk kan vara en bra lösning (beträffande både bärförmåga och ekonomi), när spännviddskraven utesluter massiva balkar och när bågar eller ramar av olika skäl inte kan användas.

I sin enklaste form består trededstakstolen av två balkar som lutar mot varandra och är sammankopplade med en led i nocken. Fotändarna har likaså ett ledförband med fundamentet, eller de kan vara sinsemellan förenade med dragband – ofta av stål, se figur 3.9. I det senare fallet läggs takstolen vanligtvis upp på pelare, men dragbandet kan också sättas in i ett rör som gjutits in i golvkonstruktionen. Balkarna är oftast raka och jämnhöga men även här kan formen variera, till exempel kan spännverk användas.

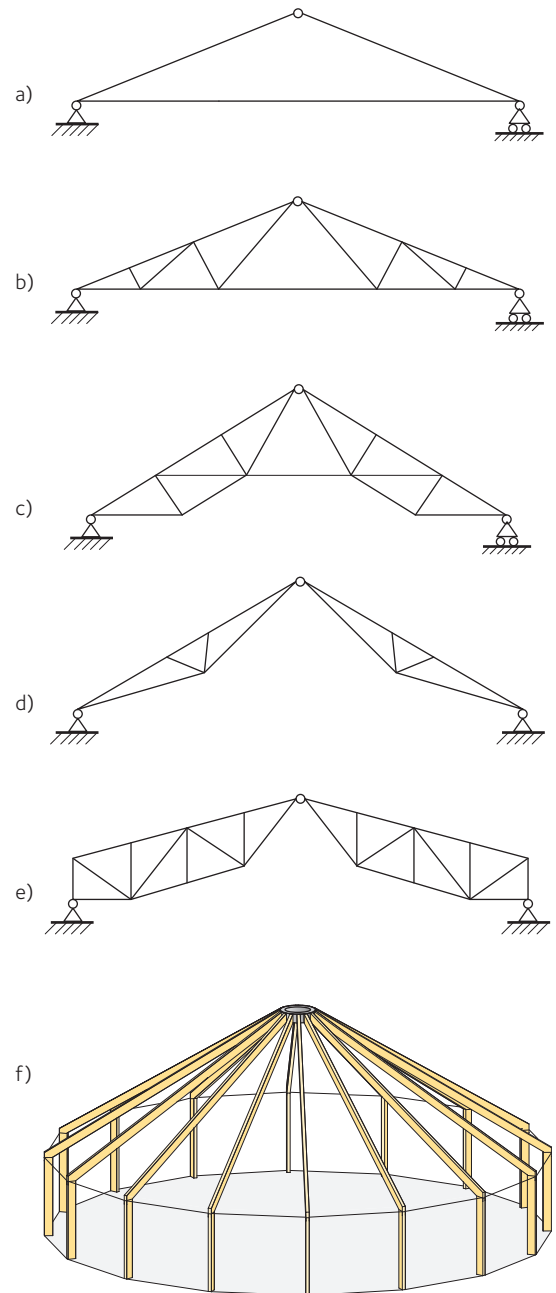
Spännverket kan betraktas som en övergångsform mellan massiv balk och fackverk, se figur 3.10 och 3.11. Knutarna är dock färre och enklare utformade än i ett fackverk. Det finns idag företag som erbjuder anpassade ståldetaljer för den här konstruktionstypen, som dragband och infästningsbeslag. Med förspänning kan dragbanden medföra en positiv inverkan på tryckstagens knäckning, se figur 3.12. När ett tryckstag börjar böja sig ut ur sitt plan, ändrar kraften i tryckstaget (av dragbandet) sin riktning från vertikal till sned men pekar fortsättningsvis mot förbandet mellan tryckstaget och balken. Resultanten vid punkt A är en horisontalkraft P_1 , vilket gör systemet självstabiliserande, och minskar därmed den uppkomna förskjutningen vid punkt A, se figur 3.12 a). Den självstabiliserande effekten uppträder så länge som knutpunkten mellan balken och tryckstaget är på samma höjd som eller ovanför knutpunkten mellan balken och dragbandet, se figur 3.12. För att säkerställa att systemet är självstabiliserande bör spännverkets balk ha tillräcklig överhöjning, så att den även med full last är minst $L/200$. Om balken inte har överhöjning kan andra stabiliseringsmetoder användas, till exempel så att trycksträvans nedre ände stabiliseras mot förskjutning ut ur sitt plan eller med styva förband mellan balken och trycksträvan, se figur 3.13. Snedstagning med trycksträvor som i figur 3.13 b) rekommenderas inte om lasten kan vara osymmetrisk (till exempel last endast på ena sidan om primärbalken), eftersom snedstaget kan trycka primärbalken i sidled och på så sätt destabilisera den. I sådana fall är stabilisering med hjälp av dragband, se figur 3.13 c), mycket säkrare.

Trededstakstolar kan med fördel kombineras till tredimensionella konstruktioner. Takbalkarna placeras då strålförmigt ut från en gemensam nockpunkt och dragbanden består av en polygonformad (månghörnig) dragring, som längs periferin sammanbinder fotpunkterna, se figur 3.9 f).



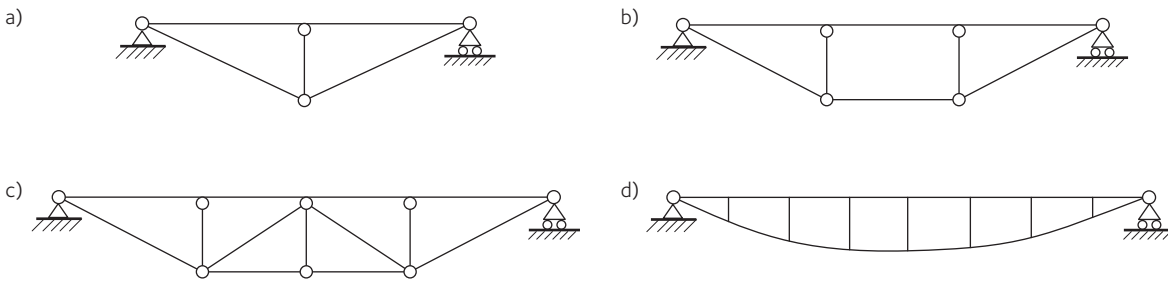
Figur 3.10 Exempel på underspänd balk med en konstruktionshöjd h .

1. Balk
2. Dragband av stål
3. Trycksträvor
4. Infällda eller utanpåliggande stålbeslag

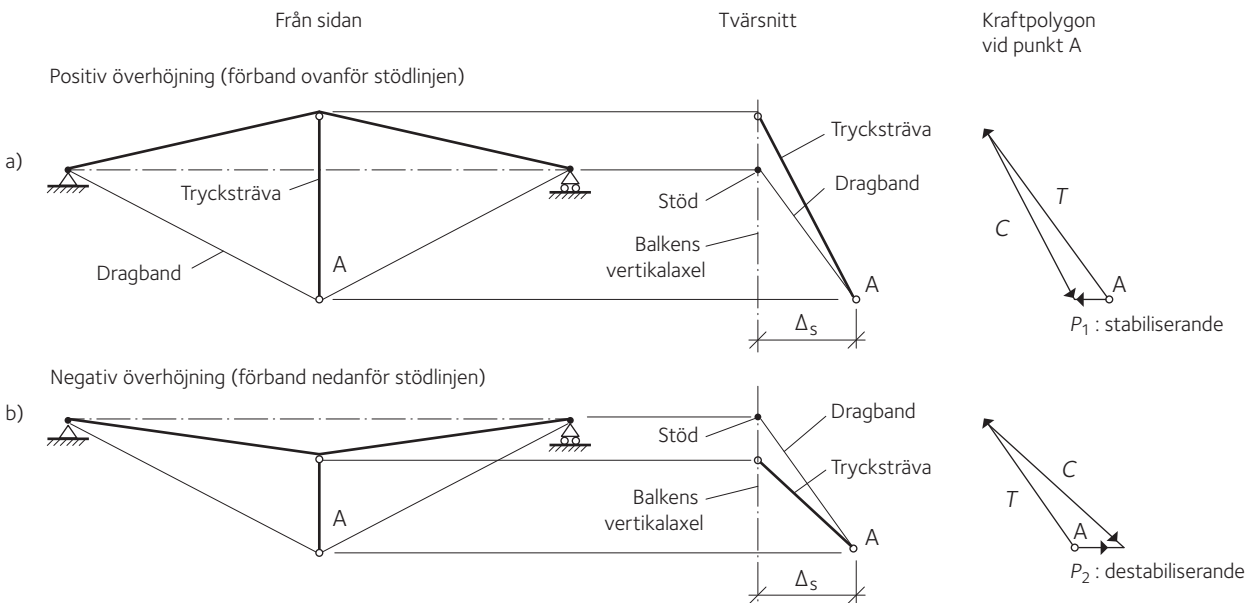


Figur 3.9 Trededstakstolar. a) Trededstakstol med dragband, b) trededstakstol med dragband och underspända balkar, c) trededstakstol med dragband i mittpartiet och underspända balkar, d), e) trededstakstol utan dragband och med underspända balkar (två orörliga stöd), f) trededstakstolar radiellt ordnade med polygonal dragring runt takkanten.

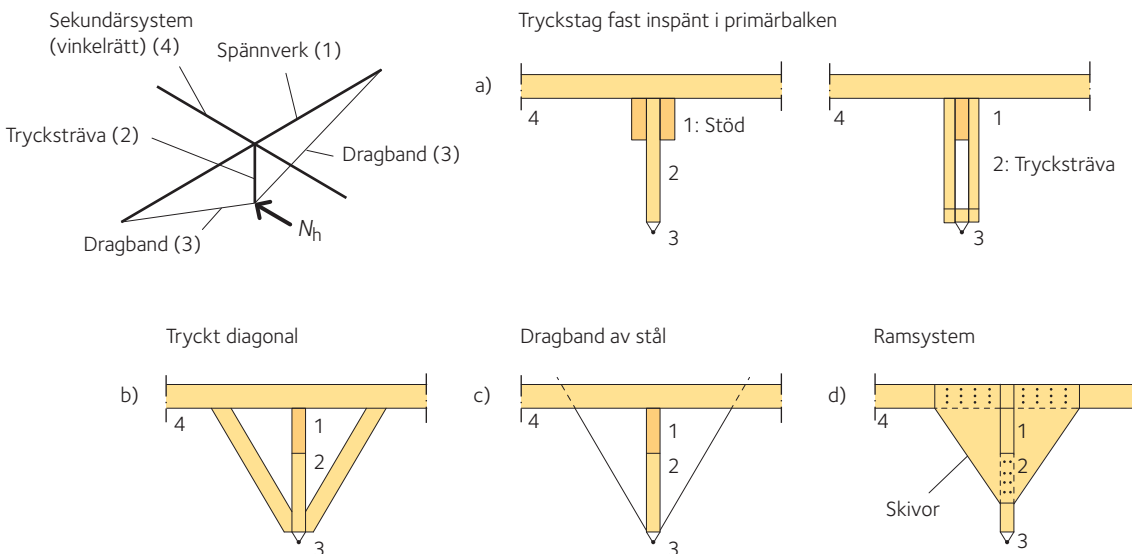
3.4 Treledstakstolar



Figur 3.11 a) – c) Spännverk med varierande antal trycksträvor, d) parabelformat spännverk.



Figur 3.12 a) Stabiliserande spännverk med överhöjning, vilket ger ett självstabiliserande system. b) Destabiliserande situation när balken har en initialdeformation med "negativ" överhöjning.



Figur 3.13 Stabiliserande spännverk med antingen olika slag av fast inspända förband mellan balk och trycksträvor a), d) eller stagning av trycksträvans nedre ände mot förskjutning ut ur sitt plan b), c).

3.5 Bågar

Limträ är ett mycket mångsidigt byggnadsmaterial, inte minst för att det i förhållande till andra traditionella byggnadsmaterial är enkelt att tillverka krökta konstruktioner såsom bågar, ramar och motsvarande. För varje typ av belastning kan den mest ändamålsenliga formen, den så kallade trycklinjen, väljas. En båge som följer trycklinjen och belastas med enbart vertikala laster blir utsatt för rent tryck utefter hela sin längd. Vid jämnt utbredd last blir trycklinjen en parabel, vid punktlaster en polygon (månghörning). De flesta konstruktioner är belastade med olika slags laster och lastkombinationer (egentyngd, snö, vind, osymmetrisk eller excentrisk snö och vind och så vidare), och därför är det svårt att finna en enda lämplig trycklinje för dessa laster och lastkombinationer. Bågens form bör därför väljas med utgångspunkt från de största lasterna, eller från de permanenta lasterna, och bågen kommer att bli utsatt för både tryckkrafter och böjmoment under inverkan av de olika lastkombinationerna.

Tack vare bågens bättre materialutnyttjande blir den erforderliga tvärsnittshöjden betydligt mindre än för balkar med samma spännvidd och belastning. Det sätt på vilken en balk och en båge fungerar illustreras i figur 3.15.

Formgivningsmöjligheterna tillsammans med den höga hållfastheten innebär att limträkonstruktioner är särskilt konkurrenskraftiga vid stora spännvidder. Limträbågar med över 100 m fri spännvidd har byggts.

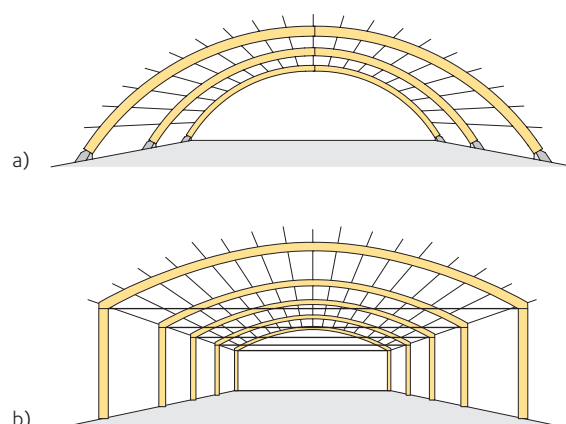
I praktiken är cirkelbågen den vanligaste formen vid korta spännvidder. Vid stora spännvidder kan en parabelbåge dock vara fördelaktigare. För att öka den fria höjden nära upplagen kan en elliptisk eller en annan bågform väljas. Fri höjd kan också uppnås genom att man lägger bågen på pelare, se figur 3.14 b).

En båge kräver orörliga stöd, som kan utgöras av en angränsande konstruktion, av grundkonstruktionen eller av särskilda dragband. Dessa kan vara synliga, eller de kan placeras under golvkonstruktionen i en hallbyggnad, se figur 3.14.

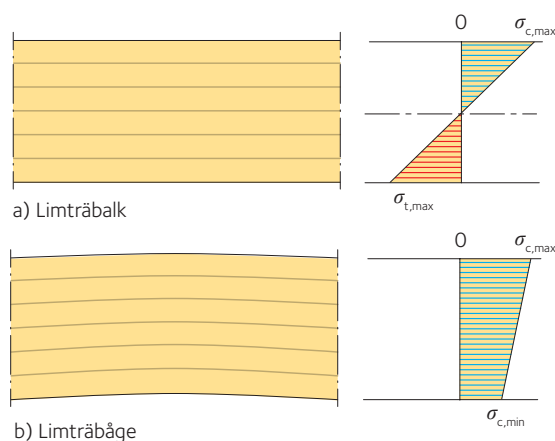
Bågar tillverkas normalt med ledade infästningar i upplagen och (vanligen) också med en ledad skarv i nocken. Av transportskäl kan man vid större spännvidder anordna flera skarvar. Dessa placeras då inom områden med små moment och utförs momentstyva.

Treledsbågen är statiskt bestämd, vilket medför enkel dimensionering och okänslighet om stöden sjunker. Den är också stabil i sitt eget plan och ger därför inga inspänningsmoment i grundkonstruktionen. Bågar är inte stabila i riktning ut ur sitt eget plan och både knäckning och vippning kan förekomma. Därför bör de inte heller vara för slanka (ha för liten tvärsnittsbredd) och de ska stagas omsorgsfullt, se också kapitel 13, sidan 170.

Med bågar radiellt anordnade i cirkel erhålls en kupolliknande byggnadsform. I en äkta kupol utnyttjas även skalverkan. Vid stora spännvidder kan kupolen vara en intressant möjlighet.

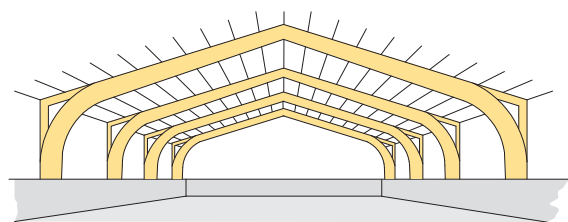


Figur 3.14 Bågar.
a) Treledsbågar upplagda på fundament,
b) bågar med dragband, upplagda på pelare.



Figur 3.15 Böjspänningen i en momentbelastad balk a) varierar med höjden. Tryckspänning i överkant och dragspänning i underkant vid övervägande nedåtriktad belastning. Mittan av tvärsnittet är spänningslös. Däremot får en båge b) tryckspänningar i hela tvärsnittet.

3.6 Ramar



Figur 3.16 Ramar med krökta hörn.

Av funktionella, estetiska och ekonomiska orsaker kan någon annan typ av båge än den materialsparande parabelbågen eller cirkelbågen vara önskvärd. Kravet på fri höjd över hela byggnadsytan leder ofta till att man väljer en treledsram med krökta hörn, vilket är en karakteristisk form för limträ, se figur 3.16. Om det finns stora krav på att hela byggnadsytan ska kunna utnyttjas kan ramar med skarpa hörn väljas.

Byggnadens funktion förbättras i dessa fall på bekostnad av något lägre utnyttjandegrad av materialet. I andra hänseenden har treledsramen samma fördelar som treledsbågen – enkel dimensionering och enkel grundkonstruktion. Denna typ är speciellt lämplig för dåliga markförhållanden eftersom inga inspänningsmoment överförs till grundkonstruktionen.

Den traditionella formen är symmetrisk i sitt plan, men intressant rumskänsla kan uppnås om ramen kombineras med andra konstruktionsdelar, krökta eller raka, eller om ramhalvorna arrangeras tredimensionellt.

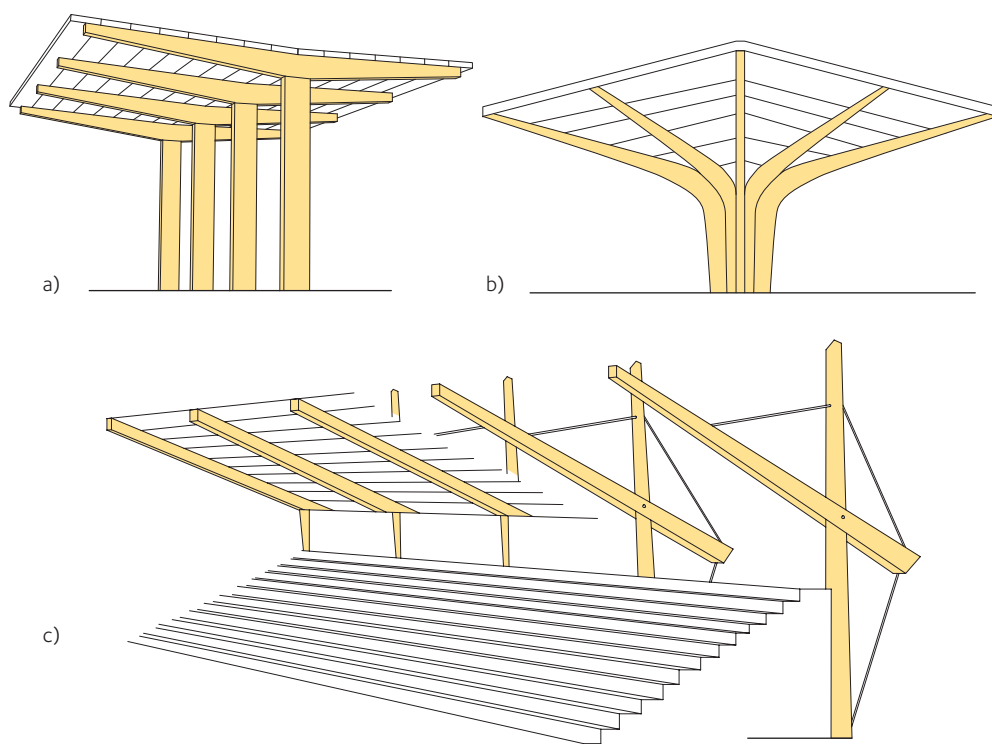
3.7 Konsoler

I många sammanhang krävs att byggnadens ena eller båda dess långsidor är öppna och fria från pelare. Exempel på sådana byggnader är friluftsscener, perrongtak och åskådarläktare, se figur 3.17.

Limträtekniken erbjuder lösningar i form av utkragande, raka balkar eller krökta konsoler – halvramar. I båda fallen ska betydande inspänningsmoment överföras till anslutande konstruktioner, som således ska dimensioneras med beaktande av detta.



Bökebergs ridhus.



Figur 3.17 a) Konsoler, b) skärmtak med inspända pelare, c) läktare med bakspända konsoler.

3.8 Skalkonstruktioner

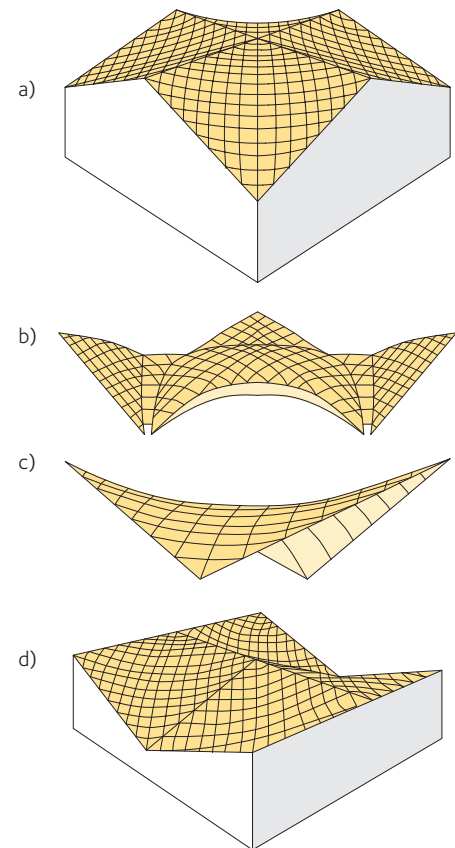
Skalkonstruktioner ger många möjligheter till avancerad formgivning och stora pelarfria ytor. Om flera skaldelar av samma typ kombineras kan många olika takformer erhållas. Bland olika skalformer (kupolen har redan nämnts i samband med bågar) är konoid- och så kallade HP-skal, hyperbolisk paraboloid, tämligen vanliga, se figur 3.18. En värdefull egenskap hos de två senare är att de kan genereras av räta linjer och därför lätt kan byggas upp av ett eller flera korsande skikt av brädor eller profilplåt.

3.9 Sammansatta system

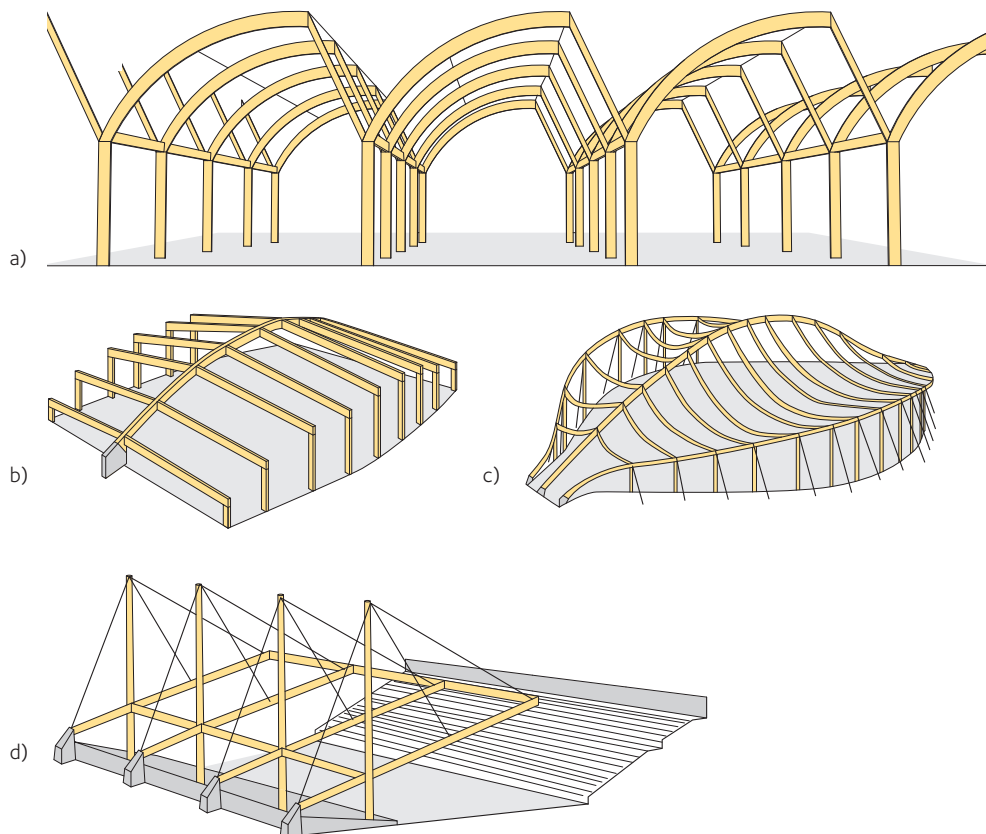
Kombinationer av olika statiska system erbjuder ofta eleganta lösningar.

Önskemål om rikligt med dagsljus i en byggnad kan tillgodoses med en sågtaks konstruktion bestående av tredstakstolar som läggs upp på kontinuerliga balkar eller på pelare, se figur 3.19 a).

Besvärliga markförhållanden kan bemästras genom att upplagsreaktionerna koncentreras till ett fåtal stödpunkter, var och en med förstärkt grundplatta. I de kombinerade båg- och balksystemen i figur 3.19 b) och c) bär bågarna den största delen av taklasten.

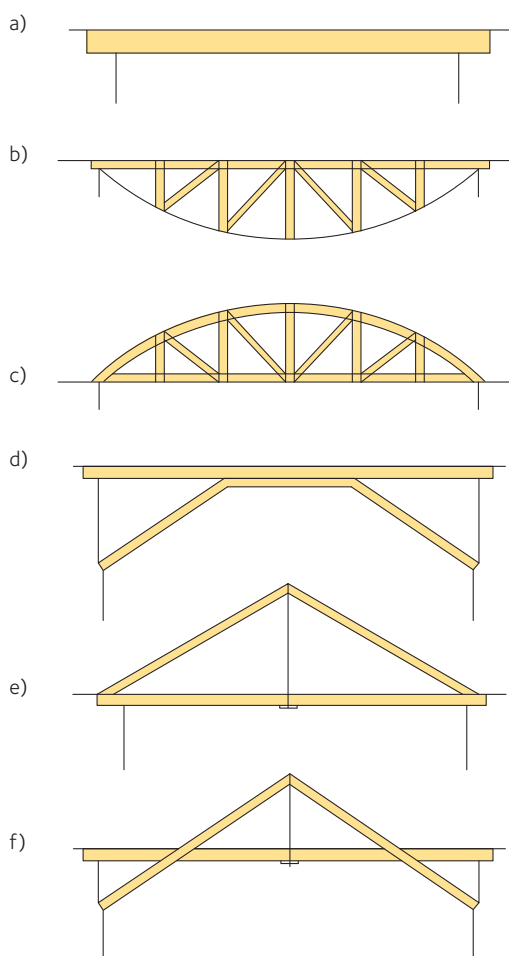


Figur 3.18 Skalkonstruktioner.
a), c), d) Hyperboliskt paraboloidskal,
b) skal som skär varandra.

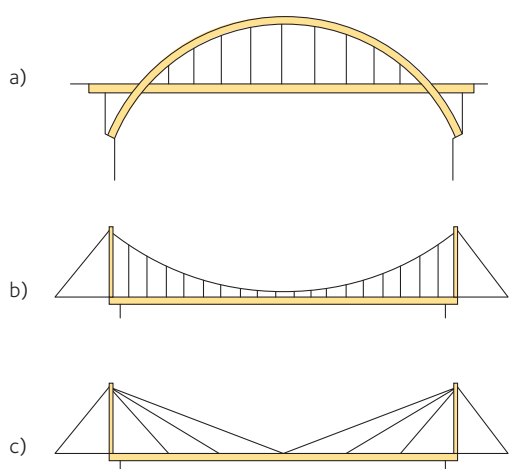


Figur 3.19 Sammansatta system. a) Sågtaks konstruktion, b), c) båg- och balksystem, d) hängkonstruktion.

3.10 Limträbroar



Figur 3.20 Olika typer av balkbroar.
a) Rak balk, b), c) fackverk, d) sprängverk,
e) hängverk, f) hängsprängverk.



Figur 3.21 a) Bågbro, b) hängbro, c) snedkabelbro.

Den största delen av de träbroar som byggs i de nordiska länderna är avsedda för lätt trafik (för gående, cyklister och motsvarande). Under de senaste åren har emellertid intresset för vägbroar av trä ökat markant och även ett betydande antal sådana broar har byggts.

Från konstruktionssynpunkt görs skillnad mellan en bros underbyggnad och överbyggnad. Överbyggnaden består av den, för det mesta horisontella, lastbärande delen som sträcker sig över hinder som vattendrag. Överbyggnaden består av körbanan, huvudbalkarna som bär upp körbanan och slutligen den primära konstruktionen, till exempel balkar och bågar, som bär alla laster (egentyngd, trafiklast, snö och vind) och överför dem till underbyggnaden. Underbyggnaden för alla laster till grunden som består av landfästen och olika slag av mellanstöd. Numera byggs dessa företrädesvis av armerad betong, ibland av stål, men tidigare var också sten och tegel vanliga byggnadsmaterial. Pålverk av trä kan användas om de skyddas i de fall de är i kontakt med vatten.

Balkbroar, bågbroar och broar som bärs upp av kablar (hängbroar och snedkabelbroar) är de tre huvudtyperna för överbyggnad, se figur 3.20 och 3.21. Till balkbroar brukar man då även räkna plattbroar, fackverk och andra typer av sammansatta stångkonstruktioner, se figur 3.20. Kombinationer av olika typer förekommer också. Eftersom de konstruktionssystem som används för tak (och som är beskrivna tidigare) och de som används för broar inte skiljer sig mycket från varandra, betraktas i det följande endast sådana aspekter som är speciella för träbroar.

Vilken konstruktionstyp som är lämpligast i det enskilda fallet beror på de specifika förutsättningarna, till exempel vilken fri spännvidd och vilken fri höjd som krävs, tillgänglig konstruktionshöjd och vilken typ av trafik som bron är avsedd för. Ofta har utseendet stor betydelse eftersom stora broar som regel utgör dominerande inslag i landskapet. Andra faktorer som påverkar valet är grundförhållandena och eventuella krav eller önskemål om att ett visst byggnadsmaterial ska användas.

Plattbroar med tvärspänd platta

Den enklaste typen av träbro är det spikade brodäcket, som består av ett antal brädor placerade sida mot sida och spikade ihop; den kombinerar både körbanan och primärkonstruktionen. En modern utveckling av denna princip är den tvärspända plattbron av trä, som kallas för plattbro med tvärspänd platta, se figur 3.22.

Brobanepattan tillverkas av limträbalkar, vid mindre spännvidder av plankor, som spänns ihop med stålstänger avsedda för förspänning. Konstruktionen är enkel att montera och plattan har god lastfördelande förmåga. Den är styv i sidled och någon särskild vindstagning behövs därför inte. I allmänhet förses plattan med tätskikt och beläggning som skyddar trävirket mot fukt uppifrån. Den exponerade träytan blir därmed liten och fuktvariationerna (fuktrörelserna) också små.

Brobanan kan med fördel utformas kontinuerlig i flera fack.

Balkbroar

Den bärande konstruktionen i en balkbro består vanligtvis av två eller flera limträbalkar i längdriktningen; när spännvidden är liten och lasterna små kan balkarna också vara av konstruktionsvirke. Balkarna kan sträcka sig över ett eller flera fack. När avstånden mellan balkarna är små kan brodäckets plankor vila direkt på balkarna, se figur 3.23.

Brodäcket kan i små broar fungera som en skiva och överför då horisontella laster såsom vindlast, samtidigt som däckets förhindrar balkarnas vippning. Större spännvidder kräver vindstagning, vanligtvis i form av horisontella fackverk mellan primärbalkarna, antingen vid deras övre eller undre kant.

Om primärbalkarna har större inbördes avstånd vilar brodäcket i stället på sekundärbalkar placerade vinkelrätt mot primärbalkarna. Sekundärbalkarna överför lasten till primärbalkarna. Brodäcket av plankor som vilar på sekundärbalkarna har vanligtvis asfaltbeläggning, se figur 3.24. Vid stora spännvidder och tung trafik utformas brodäcket ofta som en tvärspänd platta, som samverkar med primärbalkarna så att ett T-tvärsnitt eller en lådbalk bildas. Ett sådant brodäck överför också de horisontella lasterna och någon ytterligare vindstagning behövs därför inte.

Hängverk, sprängverk

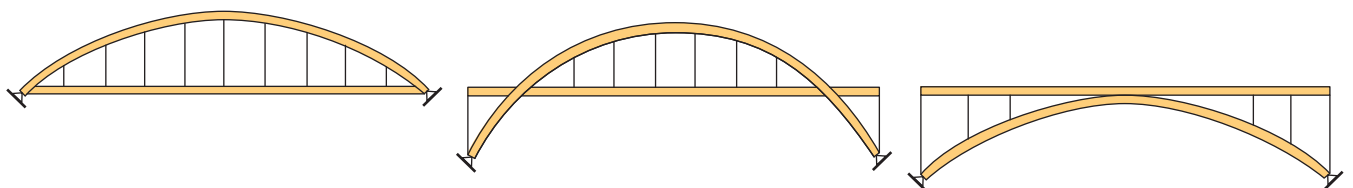
Balkbroar i form av hängverk och sprängverk, se figur 3.20 d), e) och f), sidan 46, användes tidigare för spännvidder som var för långa för vanliga balkar. Primärbalkarna försågs därigenom med ett eller flera mellanstöd, vilket innebar mer effektiv materialanvändning. Dragstängerna är vanligtvis av stål. Vid dimensionering är det nödvändigt att beakta att trä och stål har olika värmeutvidningskoefficienter och elasticitetsmoduler.

Sprängverk kan vara en effektiv lösning för till exempel en balkbro över en djup ravin, där sidosträvorna kan stödjas mot ravinens sidor. Ett sprängverk kan ses som en mellanform mellan en balkbro och en båge.

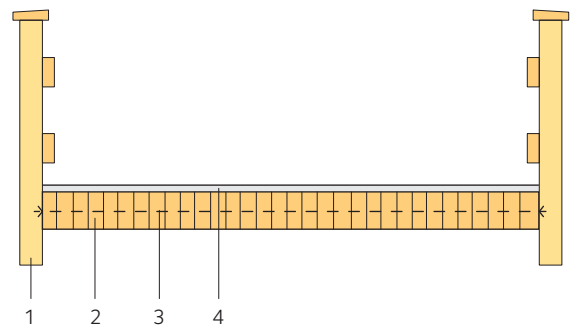
Bågbroar

Bågbroar utformas normalt med dubbla bågar med körbanan under, mellan eller ovanför bågarna, se figur 3.25. Bågarna stagas i sidled med fackverk eller ramar. Tillsammans med brodäcket överför dessa konstruktionsdelar också vindlasten och andra horisontella laster som konstruktionen utsätts för.

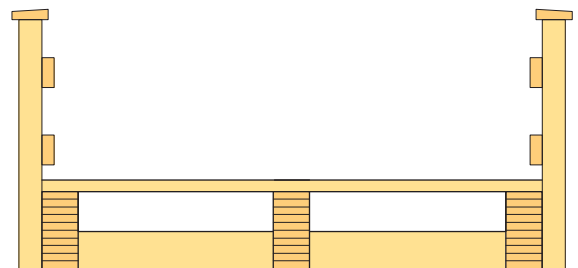
För att underlätta tillverkning och transport utformas bågarna ofta som treledsbågar, särskilt om spännvidden överstiger 20 m. Treledsbågen har också fördelen att vara statiskt bestämd och att den kan tolerera relativt stora förskjutningar i grunden. Om tvåledsbågen av andra orsaker är mera lämplig, kan momentstyva förband utföras på byggarbetsplatsen.



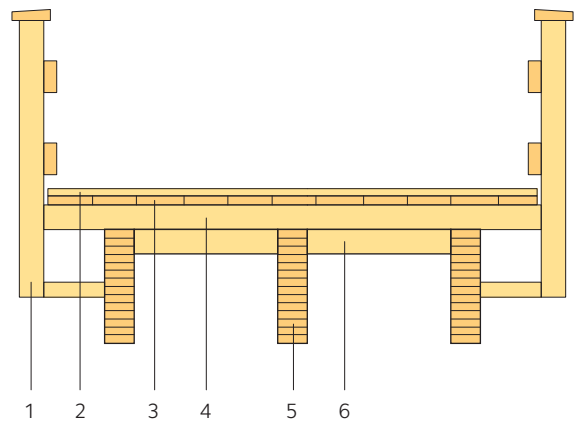
Figur 3.25 Bågbroar med körbana under, mellan eller ovanför bågarna.



Figur 3.22 Plattbro med tvärspänd platta av limträ. 1) Räck, 2) limträbalkar på högkant, 3) förspänt stålstag, 4) beläggning.



Figur 3.23 Balkbro med plankor direkt på limträbalkarna.



Figur 3.24 Balkbro med sekundärbalkarna vinkelrätt mot primärbalkarna och plankor. 1) Räck, 2) beläggning, 3) plankor, 4) sekundärbalkar vinkelrätt mot primärbalkarna, 5) limträbalkar, 6) vindstagning.

Hängbroar och snedkabelbroar

En hängbro består av en styv körbana som hängs upp med hjälp av vertikala stänger från kablar som är spända mellan två pyloner, se figur 3.21 b), sidan 48.

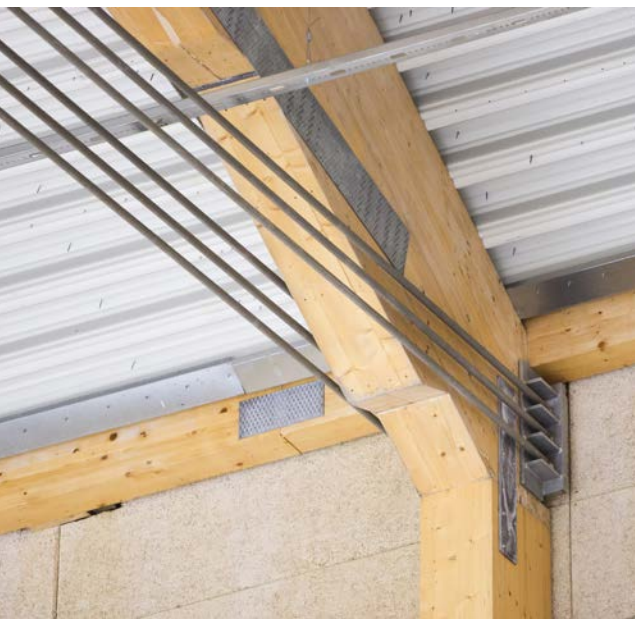
En snedkabelbro består av en balkbro på två eller flera stöd. Mellan dessa stöd bärs balken upp med sneda kablar utgående från en eller flera pyloner, se figur 3.21 c), sidan 48. Kablarna bildar elastiska stöd och de sneda stödreaktionerna ger upphov till axiella krafter i brobalkarna. Vid dimensionering är det nödvändigt att beakta att materialen (trä och stål) har olika elasticitetsmoduler och värmeutvidgningskoefficienter.

Spännbandsbroar

Spännbandsbron är en slags hängbro, där brodäcket har två funktioner: (1) det är en (bågformad) yta för gående och lätta fordon och (2) det fungerar som en förspänd, dragen primärkonstruktion, se figur 3.26. Brons form bestäms delvis av den hängkabelliknande formen för varje enskilt lastfall. Eftersom brodäcket har en viss böjstyvhet och belastningen kan vara osymmetrisk, kan formen avvika lite från hängkabelformen. De stora horisontella krafterna ska bäras av grundkonstruktionen. Krypning och svällning och i viss mån också temperaturförändring förorsakar att konstruktionens längd ändras, vilket ska beaktas vid dimensionering.



Figur 3.26 Spännbandsbro.



Bandyhall, Nässjö.

3.11 Förband

Limträkonstruktioner är ofta synliga och utgör därför en väsentlig del av (trä)byggnadens arkitektur, vilket inte minst gäller för beslag och anslutningsdetaljer. Utformningen av dessa bör därför ägnas speciell uppmärksamhet och omsorg från arkitektens sida.

I den äldre träbyggnadstekniken utformades förbanden normalt för att överföra tryckkrafter och kunde endast i mycket begränsad omfattning överföra dragkrafter. I dag utförs förband och anslutningar som regel med hjälp av spik, skruv och olika slags stålbeslag och är lika väl ägnade att överföra tryck- som dragkrafter, se vidare kapitel 14, sidan 198, som ger utförlig information gällande olika förbandsdetaljer och deras dimensionering.

Stålförband överför krafter på ett mer koncentrerat och väldefinierat sätt än äldre typer av träförband. Till exempel kan en led, ett förband mellan två konstruktionsdelar utan momentupptagande förmåga, verkligen utformas som en led.

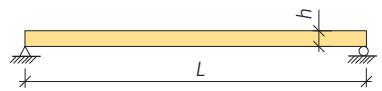
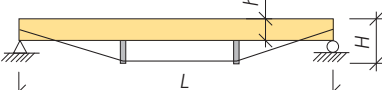
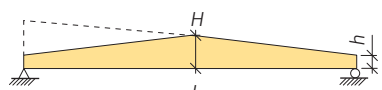
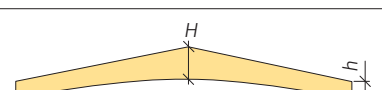
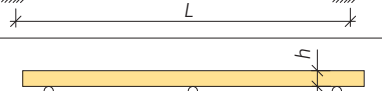
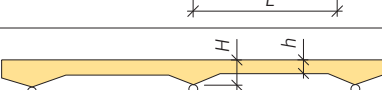
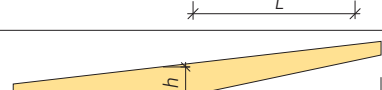
3.12 Översiktstabell

Översikten i *tabell 3.1* omfattar endast de allra vanligaste konstruktionssystemen för limträ. För att hjälpa konstruktören att välja mellan olika konstruktionssystem och förenkla projekteringen, anges rekommenderade spännvidder och ungefärliga tvärsnittshöjder. Måtten motsvarar genomsnittsvärden för normala förhållanden. Små laster eller små avstånd mellan konstruktionsdelarna minskar den erforderliga tvärsnittshöjden i någon mån. Också det motsatta gäller. Ett bra utgångsval för förhållandet mellan tvärsnittets höjd h och bredd b är $h/b = 5$. Tillverkningsteknik och transportmöjligheter påverkar ofta valet av konstruktionssystem.

Värdena i *tabell 3.1* är inga slutgiltiga värden utan bör betraktas som en utgångspunkt för tvärsnittets höjd. En detaljerad dimensionering ska utföras i både brottgränstillstånd och bruksgränstillstånd så att konstruktionsdelens slutgiltiga mått kan bestämmas. Vid behov kan överhöjning användas för att kompensera framtida nedböjningar. För vissa konstruktioner, som exempelvis bågar, ska dragspänningar vinkelrätt mot fiberriktningen kontrolleras. Också de olika formfaktorerna för till exempel snölast på vissa takformer bör beaktas noggrant. Alla konstruktioner bör stagas för att förebygga vippning i sidled och för att överföra horisontella laster, se *kapitel 4, sidan 53, och 13, sidan 170*.

Tabell 3.1 Konstruktionssystem för limträ. Rekommenderad taklutning och spännvidd.

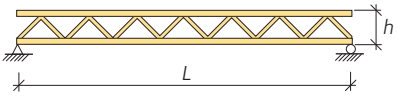
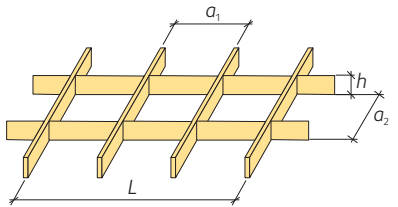
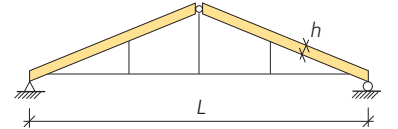
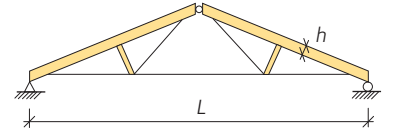
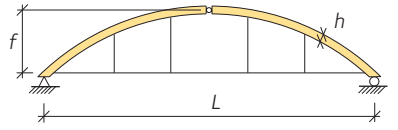
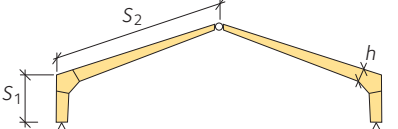
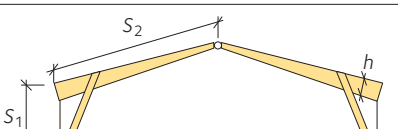
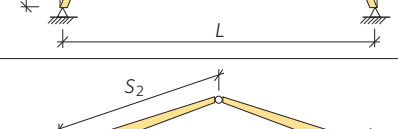
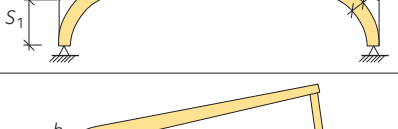
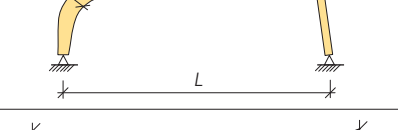
Ungefärlig tvärsnittshöjd när avståndet mellan konstruktionsdelarna är cirka 6 m, dimensionerande variabel last cirka 3,0 kN/m², egentygnd av takkonstruktionen 0,5 kN/m². Värdena i denna tabell skiljer sig i vissa fall från värdena i motsvarande tabell i *Limträhandbok Del 1*, på grund av olika ingångsdata. System i kursiv och märkta med * är mindre vanliga.

System	Beteckning	Taklutning	Spännvidd L (m)	Höjd h
	Rak balk på två stöd	$\geq 3^\circ$	< 24	$h \approx L/14$
	Rak underspänd balk på två stöd	$3 - 30^\circ$	< 50	$h \approx L/33$ $H \approx L/12$
	Sadelbalk eller pulpetbalk på två stöd	$1,4 - 6^\circ$	$10 - 25$	$h \approx L/20$ $H \approx L/14$
	Bumerangbalk på två stöd	$3 - 15^\circ$	$10 - 20$	$h \approx L/30$ $H \approx L/16$
	Rak kontinuerlig balk på flera stöd	$\geq 3^\circ$	< 25	$h \approx L/14$
	* Rak kontinuerlig balk med voter på flera stöd	$\geq 3^\circ$	< 25	$h \approx L/18$ $H \approx L/14$
	Konsolbalk på två stöd	$< 10^\circ$	< 12	$h \approx L/7$

Fortsättning på nästa sida >>>

3.12 Översiktstabell

Fortsättning från föregående sida >>>

System	Beteckning	Taklutning	Spännvidd L (m)	Höjd h
	Rak fackverksbalk (parallelfackverk) på två stöd	$\geq 3^\circ$	30 – 85	$h \approx L/12$
	* Ortogonalt balkrost	$\geq 3^\circ$	12 – 25	$h \approx L/20$ ($a = 2,4 - 7,2$ m)
	Treledstakstol med eller utan dragband (påverkar upplagstyp)	$\geq 14^\circ$	15 – 30	$h \approx L/28$
	Treledstakstol med dragband och underspända balkar	$\geq 14^\circ$	25 – 80	$h \approx L/45$
	Treledsbåge med eller utan dragband (påverkar upplagstyp)	$f/L \geq 0,14$	20 – 100	$h \approx L/50$
	Treledsram med fingerskarvade ramhörn	$\geq 14^\circ$	15 – 25	$h \approx (S_1 + S_2)/13$
	* Treledsram med sammansatta ramhörn	$\geq 14^\circ$	10 – 50	$h \approx L/30$
	Treledsram med krökta ramhörn	$\geq 14^\circ$	15 – 50	$h \approx (S_1 + S_2)/15$
	* Halvram med pendelpelare	$\geq 20^\circ$	10 – 25	$h \approx L/25$
	* Hyperboliskt paraboloidskal (HP-skal)	$(f_1 + f_2) \geq (L_1 + L_2)$	$L_1 \approx L_2$ 15 – 60	$h \approx b \approx L/70$ (kantbalkar)

Raka balkar och pelare

4.1 Balkar

Balkar är vanligtvis raka limträkomponenter med rektangulärt tvärsnitt som belastas av böjmoment. Balkar kan användas för broar, golv- och takkonstruktioner, takåsar och annat. Balkar med varierande tvärsnitt i längdriktningen eller med krökning behandlas i *kapitel 7, sidan 102, och i kapitel 11, sidan 153*.

Vid dimensionering av balkar ska bärförmågan för böjmoment och tvärkrafter samt nedböjningar och vibrationer kontrolleras. Vid upplag ska bärförmågan för tryckkraft vinkelrätt mot fiberriktningen kontrolleras. Beroende på balkens längd kan olika dimensioneringskriterier bli utslagsgivande. Om spännvidden är relativt lång är böjmoment kritiska, medan tvärkrafter kan vara kritiska för relativt korta spännvidder och stora laster. Om spännvidden är lång blir bruksgränstillståndets krav på nedböjning och vibrationer ofta avgörande, se *avsnitt 6.2, sidan 84 och avsnitt 6.3, sidan 95*. När spännvidden är medellång blir balkhöjden för en jämnt belastad, fritt upplagd balk uppskattningsvis $L/20$ beräknad utgående från böjmoment och $L/30$ beräknad utgående från tvärkrafter, vilket förstås är beroende av belastningen.

4.1.1 Böjning och skjuvning

När en massiv rektangulär balk belastas med ett böjmoment M kring den styva (y - y) axeln, är den dimensionerande spänningen vid avstånd z från denna axel enligt linjär elasticitetsteori:

$$\sigma = \frac{M \cdot z}{I_y} \quad 4.1$$

där I_y är tvärsnittets tröghetsmoment kring y - y axeln. När de största och minsta spänningarna i tvärsnittets övre och undre kant betraktas används elastiska böjmotståndet W_y kring den styva axeln:

$$W_y = \frac{I_y}{\left(\frac{h}{2}\right)} = \frac{b \cdot h^2}{6} \quad 4.2$$

där b är balkens bredd och h balkens höjd. Tvärsnittets största böjspänning fås när balkens dimensionerande böjmoment divideras med böjmotståndet:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_d}{W_y} \quad 4.3$$

Motsvarande ekvationer kan härledas för böjning kring den veka balkaxeln (z - z).

- 4.1 Balkar 53
 - 4.1.1 Böjning och skjuvning 53
 - 4.1.2 Axiell dragning och kombinerad dragning och böjning 55
 - 4.1.3 Vippning 55
 - 4.1.4 Tryck vinkelrätt mot fiberriktningen 58
 - 4.1.5 Tryck i en vinkel mot fiberriktningen 61
- 4.2 Böjknäckning 62
 - 4.2.1 Knäcklängder 62
 - 4.2.2 Pelare med varierande tvärsnitt utsatta för jämnt eller ojämnt tryck 62
 - 4.2.3 Dimensioneringsmetoder 64
 - 4.2.4 Rent axiellt tryck – dimensionering enligt Eurokod 5 65
 - 4.2.5 Kombinerad böjning och axiellt tryck 67
 - Fall a): $\lambda_{rel} \leq 0,3$ 68
 - Fall b): $\lambda_{rel} > 0,3$ 69

Om en balk samtidigt utsätts för böjmoment kring båda huvudaxlarna, ska följande dimensioneringsvillkor uppfyllas:

$$4.4 \quad \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

där $\sigma_{m,y,d}$ och $\sigma_{m,z,d}$ är de dimensionerande böjspänningarna kring huvudaxlarna och $f_{m,y,d}$ och $f_{m,z,d}$ är de motsvarande dimensioneringsvärdena för böjhållfasthet.

Observera att för limträ är hållfastheten i den veka riktningen inte densamma som den är i den styva riktningen på grund av systemeffekten och lamellernas olika hållfasthetsklasser, se avsnitt 1.3.4, sidan 16. Modifikationsfaktorn k_m beaktar omfördelningen av spänningarna och materialets inhomogenitet. För rektangulära limträtvärsnitt används värdet $k_m = 0,7$. För övriga tvärsnitt används $k_m = 1,0$.

Alla balkar utsatta för böjning får också skjuvspänningar parallellt med balkaxeln. Skjuvspänningen är störst vid neutralaxeln och noll vid kanterna. För rektangulära tvärsnitt är den maximala skjuvspänningen τ (vid neutralaxeln)

$$4.5 \quad \tau = \frac{3V}{2 \cdot b \cdot h}$$

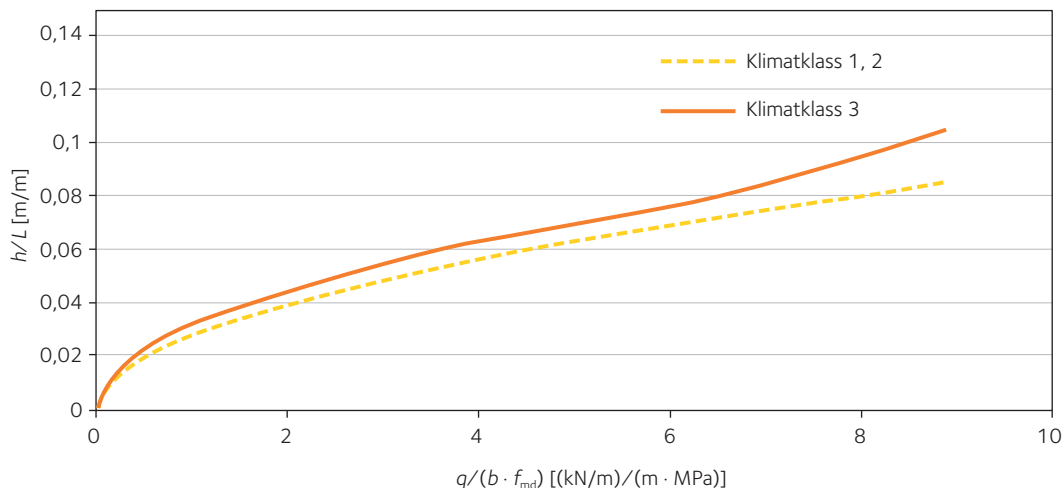
där V är tvärkraften, b balkens bredd och h balkens höjd. Följande dimensioneringsvillkor ska uppfyllas:

$$4.6 \quad \tau_d \leq f_{v,d}$$

där τ_d är den dimensionerande skjuvspänningen och $f_{v,d}$ är dimensioneringsvärdet för skjuvhållfasthet. Eftersom fuktförändringar kan orsaka sprickbildning i trä, rekommenderar Eurokod 5 att man inte ska använda limträets hela bredd b i ekvation 4.5, utan endast den effektiva bredden $b_{ef} = k_{cr} \cdot b$, där $b_{ef} < b$. Olika värden på k_{cr} för de olika trämaterialen anges i de nationella bilagorna till Eurokod 5. I Sverige väljs faktorn k_{cr} utifrån tvärsnittets exponeringsförhållanden och dess värden ges i tabell 4.1.

Tabell 4.1 Värderna för sprickmodifieringsfaktorn k_{cr} vid olika exponeringsförhållanden för tvärsnittet.

Exponeringsförhållande	k_{cr}
Inte exponerat för nederbörd och solstrålning	0,86
Helt eller delvis exponerat för nederbörd och solstrålning	0,67



Figur 4.1 Erforderlig balkstorlek uttryckt som förhållandet mellan balkhöjd och spännvidd för olika belastningsnivåer. Beräknat för klimatklass 1, 2 och 3, limträ GL30c. f_{md} beräknat enligt ekvation 2.9. Dimensioneringsvilkoren är böjspänningar och skjuvspänningar (faktorn $k_{cr} = 0,86$ är beaktad). Balkarnas vippning förutsätts vara förhindrad.

4.1.2 Axiell dragning och kombinerad dragning och böjning

Raka limträbalkar kan belastas av axiella krafter, dragkrafter eller tryckkrafter, eller av en kombination av axiella krafter och böjmoment. Vid dragbelastning bör balkens volym beaktas, eftersom hållfastheten är beroende av volymen (Weibulls svagaste länkteori). Vid tryckbelastning inträffar tryckbrott i de korta balkarna, medan de slanka balkarna kommer att knäckas. Tryckta byggnadsdelar behandlas i *avsnitt 4.2, sidan 62*.

Dragna eller dragna och böjda raka balkar ska uppfylla följande dimensioneringsvillkor:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

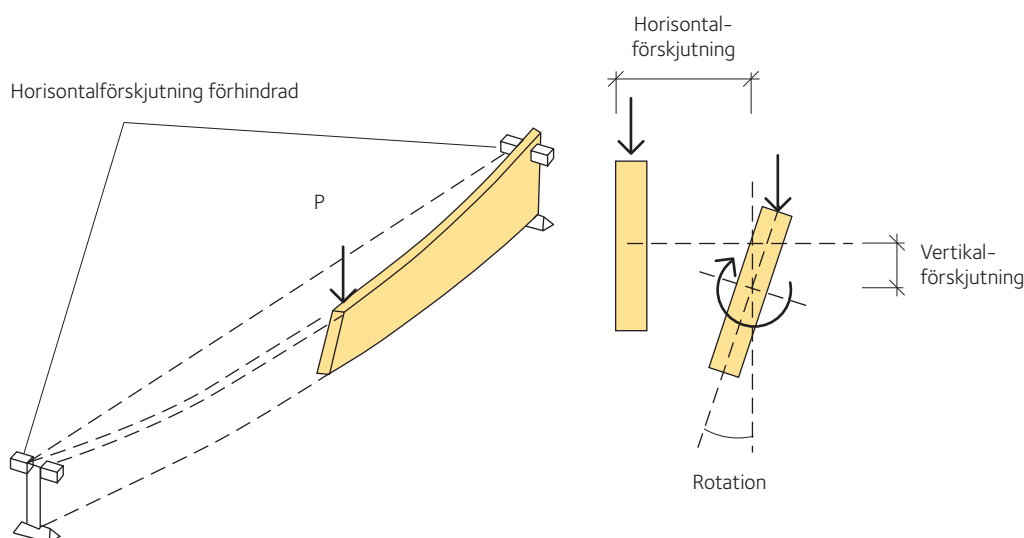
$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

4.7

där $\sigma_{t,0,d}$ är den dimensionerande dragspänningen i fiberriktningen samt $\sigma_{m,y,d}$ och $\sigma_{m,z,d}$ är de dimensionerande böjspänningarna kring huvudaxlarna. $f_{t,0,d}$ är dimensioneringsvärdet för draghållfasthet samt $f_{m,y,d}$ och $f_{m,z,d}$ är dimensioneringsvärdena för böjhållfasthet. k_m är en modifieringsfaktor enligt *avsnitt 4.1.1*.

4.1.3 Vippning

Slanka raka balkar är utsatta för vippning om den tryckta kanten inte är stagad mot förskjutning ut ur planet, *se figur 4.2*. I sådana fall inträffar vippning redan när böjspänningen är lägre än böjhållfastheten. I verkligheten är raka balkar sällan fullständigt raka, vilket ökar vippningsrisken. Andra faktorer som påverkar risken för vippning är upplagets beskaffenhet (fritt upplagd eller fast inspänd), belastningens typ och läge (vid kanten eller vid neutralaxeln), stagning och avståndet mellan stagpunkterna. Dessa faktorer påverkar den effektiva längden som används i dimensioneringsvillkoren.



Figur 4.2 Vippning av en fritt upplagd gaffellagrad balk.

Den kritiska böjspänningen $\sigma_{m,crit}$ när vippning av en limträbalk av barrträ med massivt rektangulärt tvärsnitt inträffar kan uttryckas enligt följande:

$$4.8 \quad \sigma_{m,crit} \approx \frac{0,78 \cdot b^2}{h \cdot l_{ef}} \cdot E_{0,05}$$

Tabell 4.2 Effektiv längd i förhållande till balkens spännvidd. Balkar belastade vid neutralaxeln.

Balktyp	Belastningstyp	l_{ef}/l
Fritt upplagd	Konstant moment	1,0
	Jämnt fördelad last	0,9
	Koncentrerad last mitt på spännvidd	0,8
Konsol	Jämnt fördelad last	0,5
	Koncentrerad last vid den fria änden	0,8

Om lasten verkar vid den tryckta kanten bör l_{ef} ökas med $2h$, om lasten verkar vid den dragna kanten kan l_{ef} minskas med $0,5h$.

där b är balkens bredd och h balkens höjd, l_{ef} är den effektiva längden med beaktande av belastning (fördelning av böjmoment), stöd- och stagningsförhållanden och $E_{0,05}$ är 5-percentilvärdet för elasticitetsmodulen i fiberriktningen. I fallet med en fritt upplagd balk utsatt för konstant böjmoment och när belastningen verkar vid balkens neutralaxel, är l_{ef} lika med balkens spännvidd l i *ekvation 4.8*. Förhållandet l_{ef}/l för olika situationer presenteras i *tabell 4.2*. Dessa värden gäller för balkar som är sidostagade vid upplagen och när belastningen verkar vid balkens neutralaxel. Om lasten verkar vid den tryckta kanten, bör l_{ef} ökas med $2h$, och om lasten verkar vid den dragna kanten, kan l_{ef} minskas med $0,5h$. Balkar som är tillräckligt styvt sidostagade vid den tryckta kanten med ett konstant intervall a har en effektiv längd $l_{ef} = a$.

Det relativa slankhetstalet vid vippning $\lambda_{rel,m}$ kan beräknas utgående från den karakteristiska böjhållfastheten $f_{m,k}$ och den kritiska böjspänningen $\sigma_{m,crit}$:

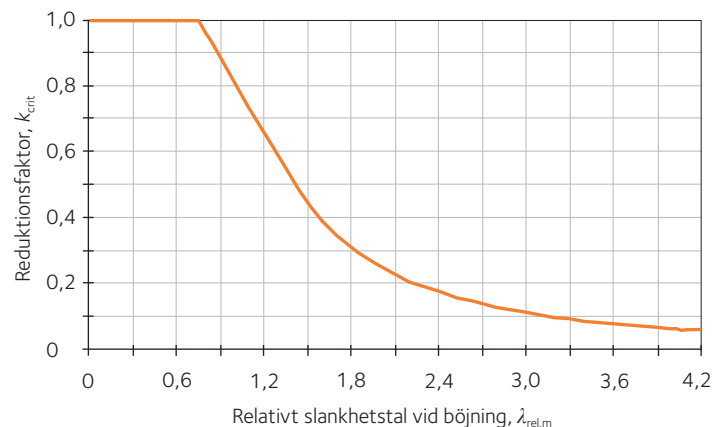
$$4.9 \quad \lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}}$$

Tabell 4.3 Värden på k_{crit} som funktion av $\lambda_{rel,m}$.

k_{crit}	Relativt slankhetstal vid böjning $\lambda_{rel,m}$
1	$\lambda_{rel,m} \leq 0,75$
$1,56 - 0,75\lambda_{rel,m}$	$0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4$
$1/(\lambda_{rel,m})^2$	$\lambda_{rel,m} > 1,4$

När det relativa slankhetstalet $\lambda_{rel,m} \leq 0,75$, är balkarna stabila och vippning förekommer inte. Om $\lambda_{rel,m} > 1,4$ bestäms bärförmågan av vippning. När slankheten är mellan dessa värden förlorar balken sin bärförmåga på grund av böjmoment efter att påtagliga deformationer skett både i vertikal och i horisontell riktning. Värdet på reduktionsfaktorn vid vippning k_{crit} beror på det relativa slankhetstalet och visas i *tabell 4.3* och *figur 4.3*.

De kritiska spänningarna för vippning för andra än raka balkar, såsom bågar eller balkar med varierande tvärsnitt diskuteras i *kapitel 7, sidan 102*, och i *kapitel 11, sidan 153*.



Figur 4.3 Värden på k_{crit} som funktion av $\lambda_{rel,m}$; grafisk presentation.

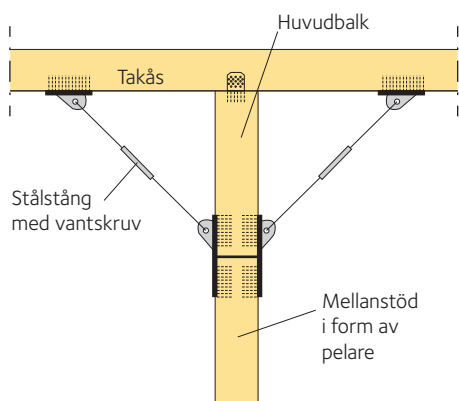
Om balken endast är böjd kring den styvare axeln, bör spänningen uppfylla följande dimensioneringsvillkor:

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} \cdot f_{m,d}$$

där $\sigma_{m,d}$ är dimensioneringsvärdet för böjspänning, $f_{m,d}$ är dimensioneringsvärdet för böjhållfasthet och k_{crit} är reduktionsfaktorn för vippning definierad i tabell 4.3 och i figur 4.3.

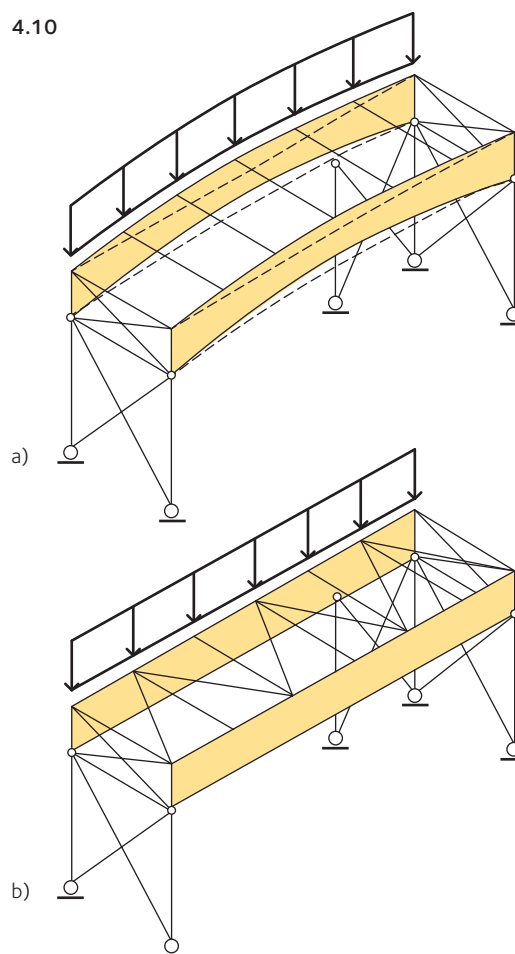
Element belastade med både böjmoment och axiell tryckkraft behandlas i avsnitt 4.2.5, sidan 67, och element med tryckkraft vinkelrätt mot fiberriktningen i avsnitt 4.1.4, sidan 58.

Stagning av slanka balkar bör anordnas längs med den tryckta kanten antingen kontinuerligt eller med bestämda mellanrum, se figur 4.4. Kontinuerlig stagning utförs till exempel så att takskivan fästs tillfredsställande i överkanten på en fritt upplagd balk. Stagning med mellanrum kan utföras med hjälp av takåsar som fästs tillfredsställande i balkens tryckta kant. För kontinuerliga balkar erfordras stagning av den nedre tryckta kanten vid mellanupplagen, se figur 4.5. Stagningen bör utföras med till exempel vajrar från taket till balkens nederkant. Vajrarna överför inte tryckkrafter och hindrar sålunda att osymmetrisk last på taket och andra deformationer av taket leder till att balkens nedre kant förskjuts i sidled. När en slank balk stagas mot vippning ska konstruktören alltid ta hänsyn till stagningens styvhet och hela systemets stagning, och inte enbart en enskild balks stagning. Figur 4.6 visar att vippningslängden beror på hur hela systemet stagas. I tveksamma fall är det bäst att anta att ingen stagning förekommer eller att stagningen är elastisk. Sidostagning är mycket viktig och många takras har skett på grund av otillräcklig stagning, antingen under montage (innan man har fått stagningen på sin plats) eller i den färdiga konstruktionen. En mycket styv stagning kan leda till fortskridande ras (om en takbalk förlorar sin bärförmåga drar den andra balkar med sig), medan en lagom styv stagning gör konstruktionen säker. Stagning och dess styvhet behandlas utförligare i kapitel 13, sidan 170.

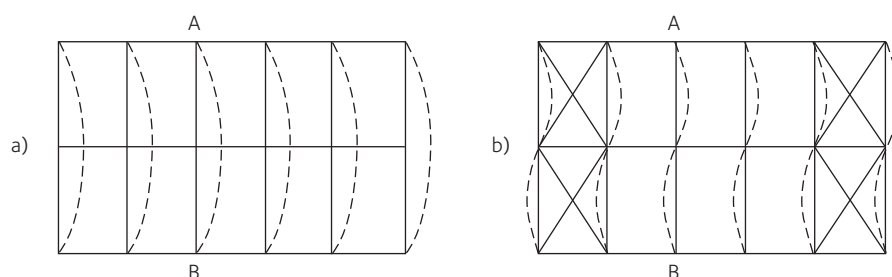


Figur 4.5 Sidostagning av en slank balks nederkant vid mellanstöd. Stagningen är infäst i takkonstruktionen och kan inte överföra tryckkrafter. Om taket belastas osymmetriskt, vilket leder till nedböjning av taket på ena sidan om balken, och om stagningen kunde överföra tryckkrafter, skulle stagningen kunna förskjuta balkens nedre kant ur läge och försäkra vippning.

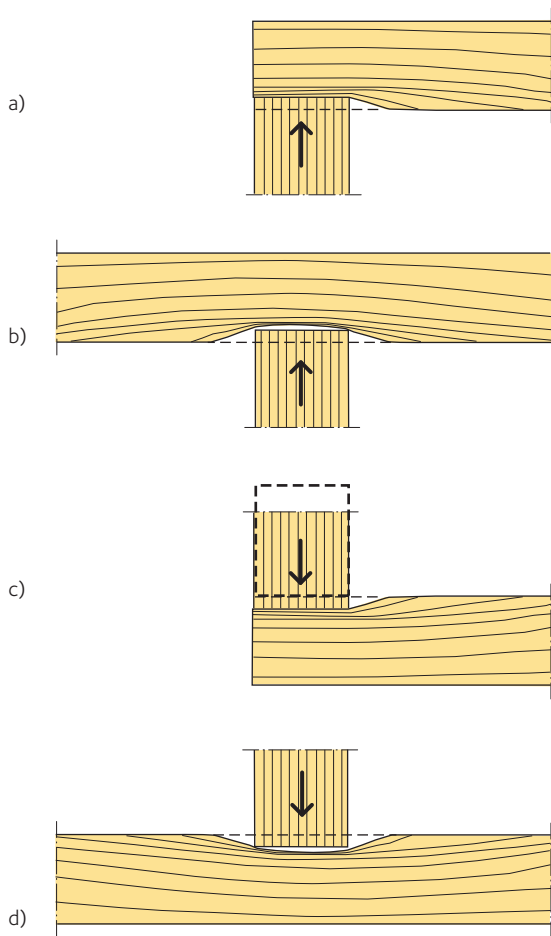
4.10



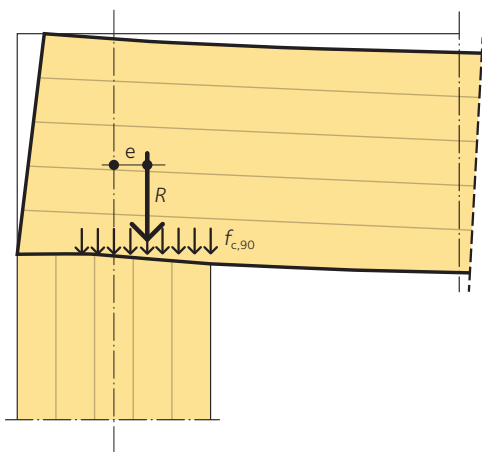
Figur 4.4 Sidostagning av slanka balkar.
a) Gaffellagrade balkar ostagade mot vippning,
b) gaffellagrade balkar stagade mot vippning.



Figur 4.6 Vippning av ett tak- eller golvsystem.
a) Ostagad,
b) stagad.



Figur 4.7 "Brott" vid stöd förorsakad av belastning vinkelrätt mot fiberriktningen.
a) och b) Konstruktionsdel på upplag med begränsad längd,
c) och d) konstruktionsdel på kontinuerliga stöd.



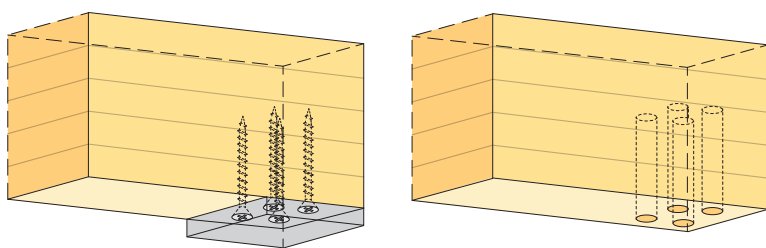
Figur 4.8 Stor kontaktyta som leder till ojämn deformation och excentrisk belastning vid upplag.

4.1.4 Tryck vinkelrätt mot fiberriktningen

I många konstruktioner är konstruktionsdelar av trä belastade med tryck vinkelrätt mot fiberriktningen, så som vid balkupplag och i träregelstommar. Trä har liten elasticitetsmodul vinkelrätt mot fiberriktningen och krymper och sväller mycket i denna riktning vid fuktförändringar, vilket leder till stora deformationer. Dessa är kritiska i flervåningshus, där deformationer från flera våningar adderas till varandra. Olika brottmoder kan identifieras för olika fall av belastning och upplagsförhållanden, se figur 4.7. Figuren indikerar att lasten inte enbart överförs via den verkliga kontaktytan utan via en effektiv kontaktyta, som är större än den verkliga på grund av att det finns "obelastade" trädelar intill.

Deformationer som förorsakas av tryck vinkelrätt mot fiberriktningen leder inte till brott, utan är snarare ett problem relaterat till bruksgränstillståndet. I bestämmelserna betraktas detta ändå som ett problem som ska behandlas i brottgränstillståndet. Vid dimensionering kontrolleras därför den uppkomna spänningen med brotthållfastheten vinkelrätt mot fiberriktningen i stället för att kontrollera deformationerna. Dessutom reduceras hållfastheten kraftigt med modifieringsfaktorn k_{mod} som beaktar klimatklass (fuktens inverkan) och belastningens varaktighet, se avsnitt 2.3.1, sidan 35 och 2.3.2, sidan 36, ekvation 2.9 och 4.12. Spänningen vinkelrätt mot fiberriktningen har ingen storlekseffekt, det vill säga faktorn $k_h = 1$. Vidare är elasticitetsmodulen vinkelrätt mot fiberriktningen mer eller mindre konstant i de fuktförhållanden som i praktiken gäller i byggnader (fuktkvot mellan 10 och 20 %) och tryckhållfastheten varierar endast i liten mån inom detta fuktområde. Detta beaktas ändå inte vid dimensionering, vilket leder till mycket stora kontaktytor för att dimensioneringsvillkoren ska uppfyllas. Stora kontaktytor kan då på grund av ojämn deformation medföra excentrisk belastning, vilket inte beaktas i standarden, se figur 4.8. Ett sätt att lösa detta problem är att i dimensioneringsekvation 4.11 använda det karakteristiska värdet för tryckhållfasthet vinkelrätt mot fiberriktningen i stället för det motsvarande dimensioneringsvärdet. Detta innebär med andra ord att faktorn k_{mod} och partialkoefficienten γ_M väljs till 1,0. Detta förfaringsätt bör ändå begränsas till sådana träkonstruktioner där förhållandet mellan egentyngd och variabel last är förhållandevis litet, säg $g_k/q_k \leq 0,4$. Om det till exempel gäller en vanlig träkonstruktion med $g_k/q_k \leq 0,4$, medellång lastvaraktighet och klimatklass 1 eller 2, leder den här metoden till en reduktion av den erforderliga kontaktytan med 36 procent ($k_{mod}/\gamma_M = 0,8/1,25 = 0,64$) jämfört med den kontaktyta som erfordras om dimensioneringsvärdet för hållfasthet används. Denna nivå motsvarar också bättre tidigare svensk praxis. För träkonstruktioner med större egentyngd ($g_k/q_k > 0,4$) bör man ändå använda dimensioneringsvärdet för tryckhållfasthet vinkelrätt mot fiberriktningen.

I många fall förstärks förbandet mellan balk och pelare numera. Förstärkningen kan till exempel utföras med hjälp av inlimmade stänger av stål eller trä, självborrande träskruvar eller utanpåliggande spikplåtar, se figur 4.9. Förstärkningen minskar deformationen och ökar på detta sätt bärförmågan jämfört med ett oförstärkt förband. För självborrande skruvar är brottmoderna följande: skruvarna trycks in i träet, skruvarna knäcks eller att tryckhållfastheten vinkelrätt mot fiberriktningen överskrids i det plan som definieras av skruvspetsarna. Eurokod 5 ger inga dimensioneringsekvationer för förstärkta konstruktionsdelar belastade vinkelrätt mot fiberriktningen. Det finns ändå beräkningsmetoder att tillämpa, som beskriver bärförmågan



Figur 4.9 Exempel på en balk vars kontaktyta är förstärkt för tryck vinkelrätt mot fiberriktningen med självborrande träsruvar (vänster) och inlimmade trätappar (höger).

som summan av träets bärförmåga och förstärkningens bärförmåga, sök exempelvis hos träsruvstillverkare.

Förstärkningens bärförmåga ska beräknas så att alla möjliga brottmoder beaktas. De olika brottmoderna beror på balkens geometri och antalet förstärkande komponenter. Om förstärkningen görs med några få korta skruvar inverkar skruvarnas intryckning i träet mest på bärförmågan. Samtidigt uppnås tryckhållfastheten vinkelrätt mot fiberriktningen vid kontaktytan. Skruvarnas bärförmåga vid intryckning anses vara lika med den vid utdragning. Om balkens kontaktyta förstärks med slanka skruvar knäcks de. Samtidigt, som i det första fallet, uppnås tryckhållfastheten vinkelrätt mot fiberriktningen vid kontaktytan. Om balkens kontaktyta förstärks med många korta skruvar inverkar tryckhållfastheten vinkelrätt mot fiberriktningen i det plan som definieras av skruvspetsarna mest på bärförmågan.

Dimensioneringsmetod

Tryckspänningen vinkelrätt mot fiberriktningen ska uppfylla följande dimensioneringsvillkor:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} \leq k_{c,90} \cdot k_1 \cdot f_{c,90,d} \quad 4.11$$

där:

$\sigma_{c,90,d}$ är dimensioneringsvärdet för tryckspänningen vinkelrätt mot fiberriktningen i den effektiva kontaktytan.

$F_{c,90,d}$ är dimensioneringsvärdet för tryckkraften vinkelrätt mot fiberriktningen.

A_{ef} är den effektiva kontaktytan vid tryck vinkelrätt mot fiberriktningen.

$k_{c,90}$ är en faktor som beaktar hur lasten angriper och deformationsgraden vid tryck.

k_1 är en faktor som beaktar förhållandet mellan den permanenta och variabla lasten g_k/q_k .

Observera att EKS 10 antar $k_1 = 1$, oberoende av förhållandet.

Värden för k_1 :

$$g_k/q_k \leq 0,4: k_1 = \frac{f_{c,90,k}}{f_{c,90,d}}$$

$$g_k/q_k > 0,4: k_1 = 1$$

$f_{c,90,d}$ är dimensioneringsvärdet för tryckhållfastheten vinkelrätt mot fiberriktningen.

$$f_{c,90,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{c,90,k}}{\gamma_M} \quad 4.12$$



ICA, Hemavan.

För fall där intryckning av limträet kan bedömas påverka bärförmågan (exempelvis 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 2.4, sidan 36*.

Den effektiva kontaktytan A_{ef} som behövs vid beräkning av spänningen bör beräknas med hjälp av den effektiva längden l_{ef} :

$$4.13 \quad l_{\text{ef}} = l + l^* \quad \text{där} \quad l^* = \min \begin{cases} 30 \text{ mm} \\ a \\ l \\ l_1 / 2 \end{cases}$$

med beteckningar som i *figur 4.10*.

Ekvation 4.13 gäller för ändupplag där utsida upplag är i liv med upplagd konstruktionsdel. För övriga upplag där den upplagda konstruktionsdelen har längden minst l^* på ömse sidor om upplaget får l^* multipliceras med faktorn 2 i *ekvation 4.13*. Det förutsätts att upplagets bredd är minst lika med den upplagda konstruktionsdelens bredd.

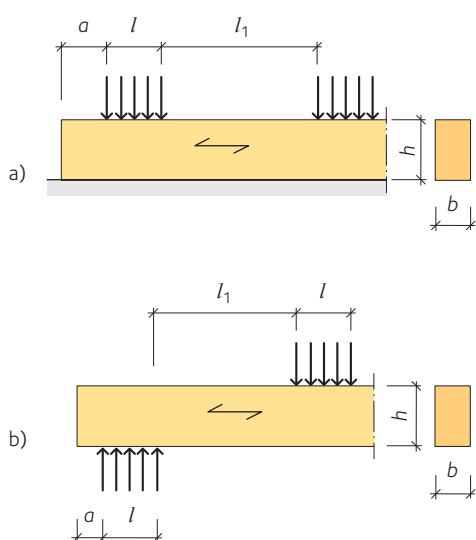
Värden på $k_{c,90}$ för olika lastfall ges i *tabell 4.4*.

Tabell 4.4 Värden på faktorn $k_{c,90}$ som funktion av upplagstyp och avstånd l_1 mellan de belastade områdena. Värdena i parentes gäller för konstruktionsvirke, de andra värdena gäller för limträ. Beteckningarna som i *figur 4.10*.

Upplagstyp	$l_1 < 2 \cdot h$	$l_1 \geq 2 \cdot h$
Konstruktionsdel på kontinuerligt stöd	1,0	1,5 (1,25)
Konstruktionsdel på upplag med begränsad längd	1,0	1,75 (1,5) när $l \leq 400 \text{ mm}$ ¹⁾

¹⁾ Om $l > 400 \text{ mm}$, kan den effektiva längden antas vara $l_{\text{ef}} = 400 \text{ mm} + l^*$, och förstoringfaktorn kan antas vara $k_{c,90} = 1,75$. Upplagslängder $l > 600 \text{ mm}$ rekommenderas ej.

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



Figur 4.10 Konstruktionsdel tryckbelastad vinkelrätt mot fiberriktningen, a) på kontinuerligt stöd eller b) på upplag med begränsad längd.

4.1.5 Tryck i en vinkel mot fiberriktningen

Tryckspänningen i en vinkel α mot fiberriktningen ska uppfylla följande dimensioneringsvillkor:

$$\sigma_{c,\alpha,d} = \frac{F_{c,\alpha,d}}{A_{ef}} \leq f_{c,\alpha,d} = \frac{f_{c,0,d}}{k_{c,90} \cdot k_1 \cdot f_{c,90,d}} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha \quad 4.14$$

där:

$\sigma_{c,\alpha,d}$ är dimensioneringsvärdet för tryckspänningen i vinkeln α mot fiberriktningen.

$f_{c,\alpha,d}$ är dimensioneringsvärdet för tryckhållfastheten i vinkeln α mot fiberriktningen, se figur 4.12.

$f_{c,90,d}$ är dimensioneringsvärdet för tryckhållfastheten vinkelrätt mot fiberriktningen.

$f_{c,0,d}$ är dimensioneringsvärdet för tryckhållfastheten parallellt med fiberriktningen.

$F_{c,\alpha,d}$ är dimensioneringsvärdet för tryckkraften i vinkeln α mot fiberriktningen.

$k_{c,90}$ är en förstoringfaktor ($k_{c,90} = 1,75$ om $l \leq 400$ mm), se figur 4.11.

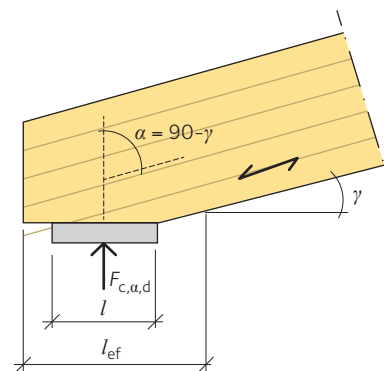
k_1 är en faktor som beaktar förhållandet mellan den permanenta och variabla lasten g_k/q_k .

Observera att EKS 10 antar $k_1 = 1$, oberoende av förhållandet.

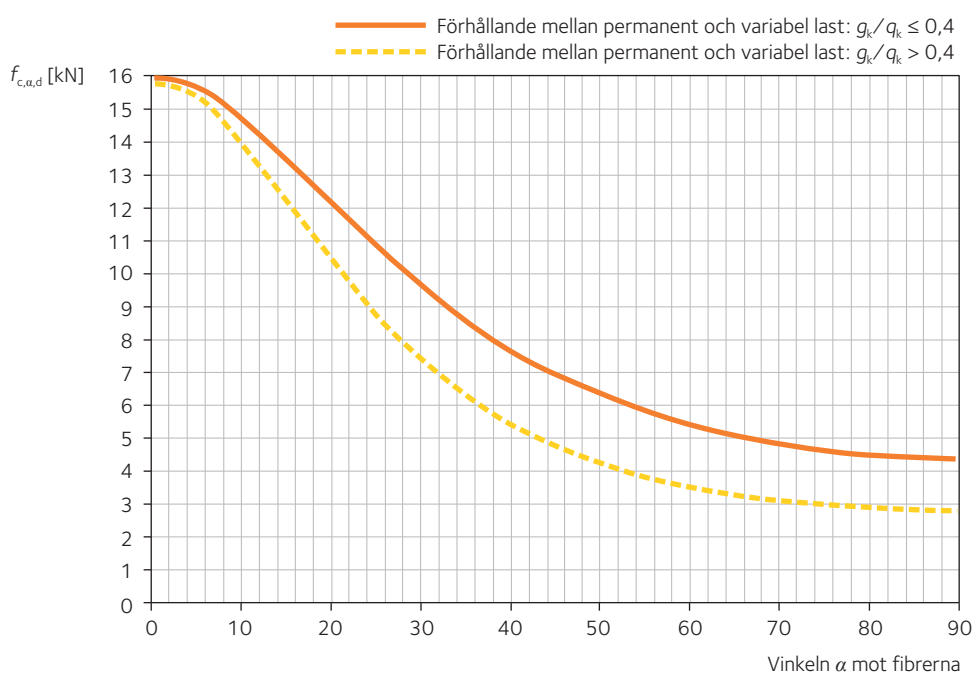
Värden för k_1 :

$$g_k/q_k \leq 0,4: k_1 = \frac{f_{c,90,k}}{f_{c,90,d}}$$

$$g_k/q_k > 0,4: k_1 = 1$$



Figur 4.11 Konstruktionsdel tryckbelastad i en vinkel α mot fiberriktningen.



Figur 4.12 Hållfastheten för en konstruktionsdel av limträ tryckbelastad i en vinkel α mot fiberriktningen. Limträ GL30c. Klimatklass 1 eller 2. Medellång lastvaraktighet.

4.2 Böjknäckning

Teoretisk böjknäckning baserar sig på Eulers teori: ett ideellt rakt (utan imperfektioner) element, prismatict, fritt upplagd och centriskt belastad tryckt stång som är tillräckligt slank så att den knäcker utan att spänningen i tvärsnittet överskrider materialets brotthållfasthet. Knäcklasten definieras som:

$$4.15 \quad P_E = \pi^2 \frac{E \cdot I}{L^2}$$

där $E \cdot I$ är stångens böjstyvhet och L är dess längd.

4.2.1 Knäcklängder

Eulerlasten P_E är ett teoretiskt referensvärde som används som basis för att kunna erhålla det dimensionerande värdet för den tryckta stången. Om pelarändarna är infästa på något annat sätt än med fullständigt friktionsfria leder, uttrycks den kritiska lasten med:

$$4.16 \quad P_{cr} = \pi^2 \frac{E \cdot I}{(\beta \cdot L)^2}$$

där $\beta \cdot L$ är den "effektiva längden" som definierar längden mellan två nollpunkter av den deformerade formen. Med andra ord så är $\beta \cdot L$ den längd som motsvarar längden av en pelare med fullständigt friktionsfria leder som knäcks vid samma last som pelaren med ofullständigt ledade infästningar.

Figur 4.13 ger teoretiska β -värden för ideala förhållanden där pelarändarnas rotation eller förskjutning är antingen fullständigt eller inte alls förhindrad. Den helt och hållet fast inspända nedre änden, som visas i a), b), c) och e) i figur 4.13, uppnås endast om pelaren är så stadigt förankrad i grunden att infästningens rotation kan antas vara försumbar. Inspänningsförhållandena i pelartoppen som visas i a), c) och f) kan användas om pelaren är fast inspänd i en balk som är flera gånger styvare än pelartoppen. Förhållandet c) motsvarar a) frånsett att toppens sidoförskjutning inte förekommer eller är minimal i a). Förhållandet f) motsvarar c) frånsett att nedre änden kan rotera fritt i f). De rekommenderade β -värdena är modifierade utgående från de ideala värdena eftersom ideala infästningsförhållanden är svåra, om inte omöjliga, att åstadkomma i praktiken.

Metoden att använda knäcklängden vid bestämning av en tryckt pelares knäcklast kan också tillämpas på pelare som inte är prismatic, inte är jämnt tryckbelastade och som är elastiskt infästa.

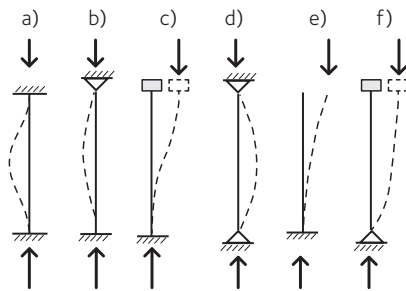
4.2.2 Pelare med varierande tvärsnitt utsatta för jämnt eller ojämnt tryck

För pelare med varierande tvärsnitt eller utsatta för ojämn tryckkraft kan knäcklasten approximeras till:

$$4.17 \quad P_{cr} = \gamma \cdot \pi^2 \frac{E \cdot I_2}{L^2}$$

där I_2 gäller för tvärsnittet med det största tröghetsmomentet. För pelare med paraboliskt varierande tvärsnittshöjd kan faktorn γ bestämmas med hjälp av figur 4.14; i sådana fall gäller ekvation 4.17 för intervallet $0,1 \leq I_1/I_2 \leq 1,0$.

Pelarens form vid knäckning visas med en streckad linje

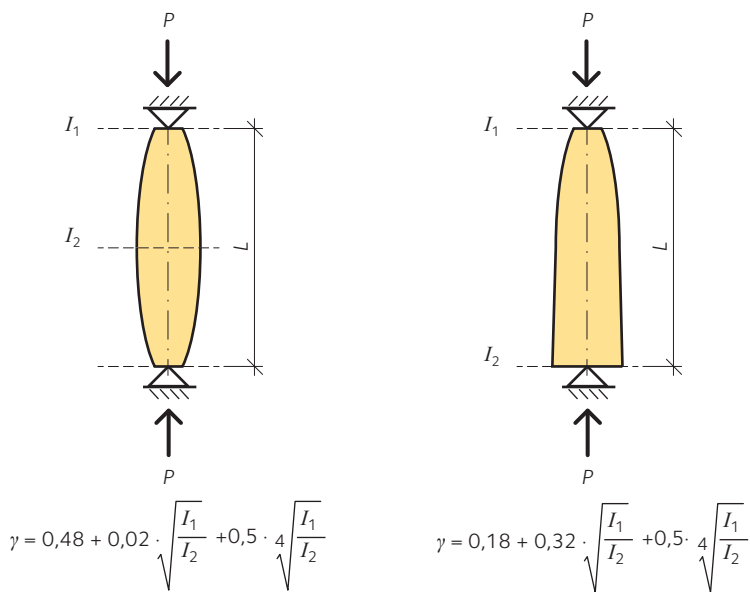


Teoretiskt β -värde	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Rekommenderat β -värde	0,7	0,85	1,2	1,0	2,25	2,25

Förklaring ändförhållanden

- Fast inspänning
- Fast inspänning (förskjutbar i horisontalld)
- Ledat
- Fri ände

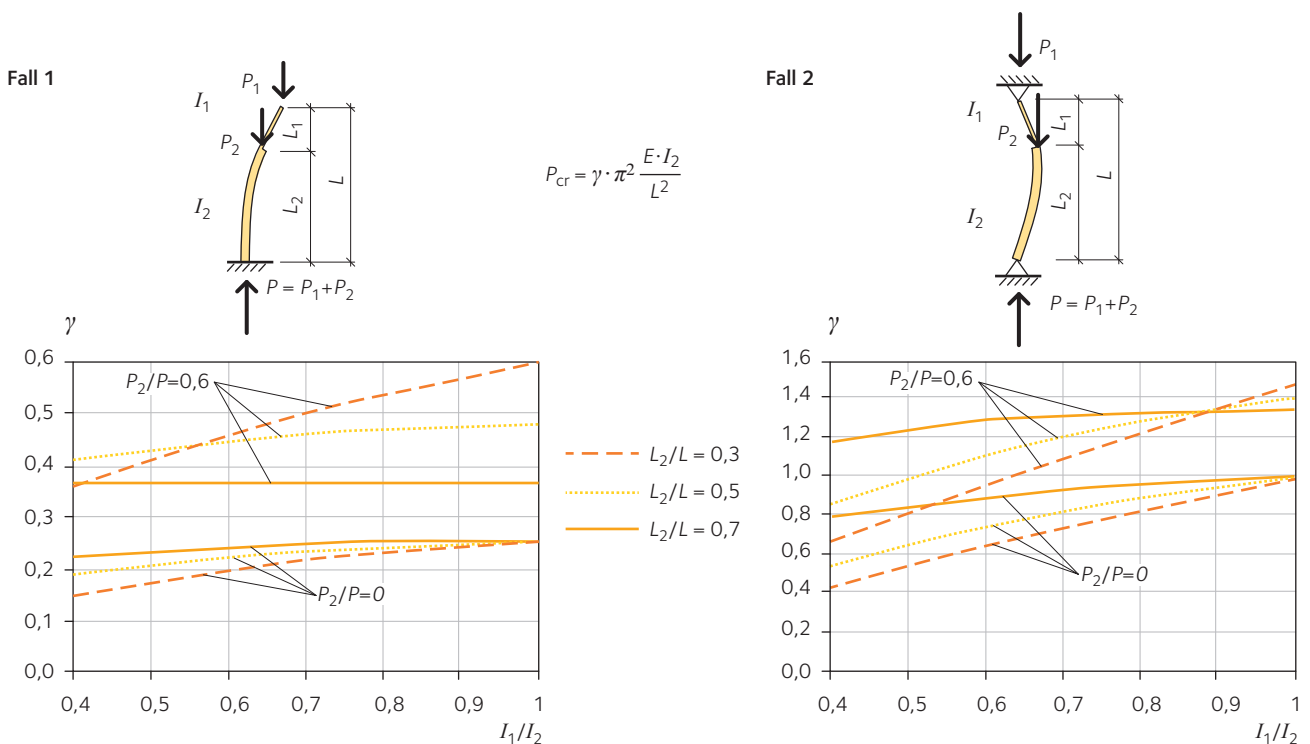
Figur 4.13 Teoretiska och praktiskt tillämpbara knäcklängder för pelare med varierande ändförhållanden.



Figur 4.14 Faktorn γ för beräkning av knäcklast för pelare som har paraboliskt varierande tvärsnittshöjd.

Ekvation 4.17 kan också användas som en första approximation på knäcklasten för pelare med linjärt varierande tröghetsmoment.

Figur 4.15 kan användas för att uppskatta knäcklasten för pelare med varierande tvärsnitt och utsatta för ojämn tryckkraft. Faktorn γ erhålls som funktion av förhållandet mellan pelarens minsta och största tröghetsmoment.



Figur 4.15 Faktorn γ för beräkning av knäcklast för pelare med två olika stora tvärsnittsömråden och utsatta för ojämn tryckkraft. Fall 1 (vänster): nedtill inspänd pelare med fri topp. Fall 2 (höger): pelare med ledade infästningar i båda ändar.



Nordens Ark, Hunnebostrand.

4.2.3 Dimensioneringsmetoder

Pelare har oundvikliga geometriska imperfektioner som till exempel avvikelser från perfekt rak form och/eller excentricitet av axiell last, vilket förorsakar böjmoment. Till skillnad från Eulers teori, sker pelarens utböjning redan från början av belastningen. När det externa momentet som är produkten av den axiella lasten och deformationen blir lika stort som det kritiska tvärsnittets bärförmåga vid böjmoment brister pelaren. Brottlasten beror sålunda på den geometriska avvikelserna. I allmänhet ska en pelares bärförmåga beräknas så att både geometriska avvikelser och materialets egen variation beaktas, såsom densitet, närvaro av kvistar, fukthalt och så vidare.

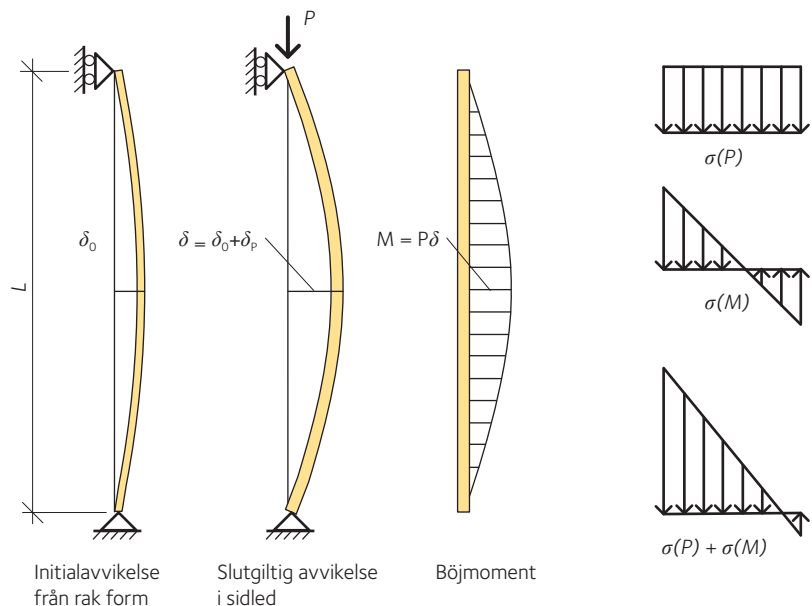
Som en första approximation kan en pelare dimensioneras med hjälp av förenklad andra ordningens analys. För det ändamålet ska ett initialvärde för avvikelserna från rak form, δ_0 , definieras. Ett typiskt värde för limträkonstruktioner är $\delta_0 = L/500$, där L är pelarens längd. Om en pelare som är ledad i båda ändarna belastas med en centrisk trycklast P , kan dimensioneringen utföras så att man betraktar samverkan av tryckspänningarna $\sigma(P)$ och böjspänningarna $\sigma(M)$, se figur 4.16. Beteckna den tilläggsavvikelse från rak form som förorsakas av P med δ_p , se figur 4.16. Den totala utböjningen i sidled δ_{tot} är sålunda:

$$4.18 \quad \delta_{tot} = \delta_0 + \delta_p = \frac{\delta_0}{1 - P/P_{cr}}$$

där P_{cr} är (den teoretiska) knäcklasten. Böjmomentet kan då beräknas vara produkten av den axiella lasten P och den slutliga utböjningen: $M = P \cdot (\delta_0 + \delta_p)$

Dimensioneringen av pelaren utförs sedan så att man kontrollerar att den kombinerade verkan av tryckspänning och böjspänning inte överskrider dimensioneringsvärdet för limträets hållfasthet.

Den här metoden beaktar ändå inte vissa viktiga faktorer som möjligheten att trä plasticeras vid stor tryckspänning.



Figur 4.16 Knäckning av en pelare betraktad som ett icke-linjärt (andra ordningens) problem.

4.2.4 Rent axiellt tryck – dimensionering enligt Eurokod 5

De följande avsnitten i detta kapitel visar hur en limträpelares minsta erforderliga hållfasthet kan bestämmas enligt Eurokod 5. Som i de andra Eurokoderna, dimensioneras pelare i Eurokod 5 med hjälp av linjär knäckningsteori. De icke-linjära effekterna (eller andra ordningens) beaktas vid dimensioneringen med hjälp av en hållfasthetsrelaterad reduktionsfaktor k_c . Villkoret som ska uppfyllas är:

$$\sigma_c = \frac{P}{A} \leq k_c \cdot f_{c,d}$$

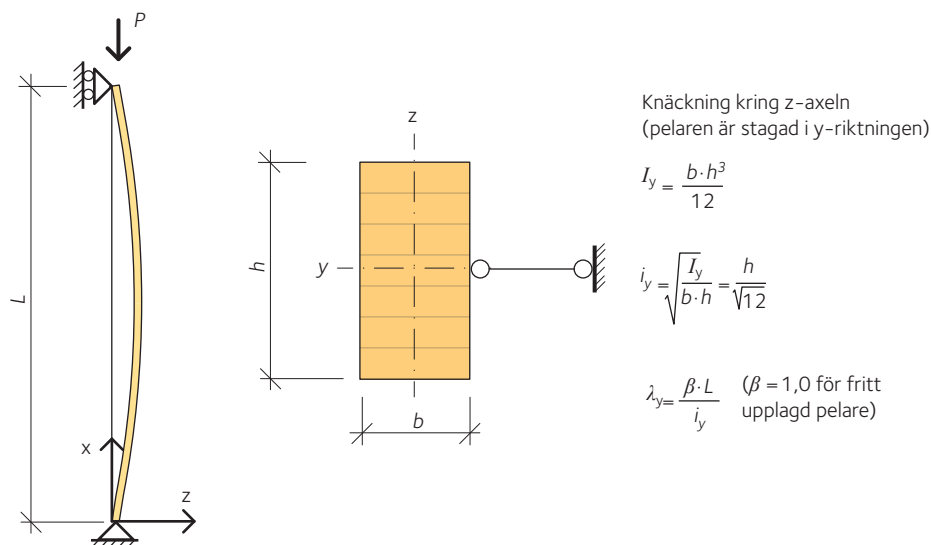
där $f_{c,d}$ är dimensioneringsvärdet för tryckhållfastheten, A är pelar tvärsnittets hela area och k_c är en reduktionsfaktor som beaktar knäckningsrisken.

Ekvationen som används vid beräkning av k_c har härletts med hjälp av numerisk simulering av en stor mängd pelare med olika geometriska fel och materialegenskaper, som baserade sig på observationer gjorda av verkliga pelare. Träets plasticitet på den tryckta sidan beaktades också i denna numeriska simulering.

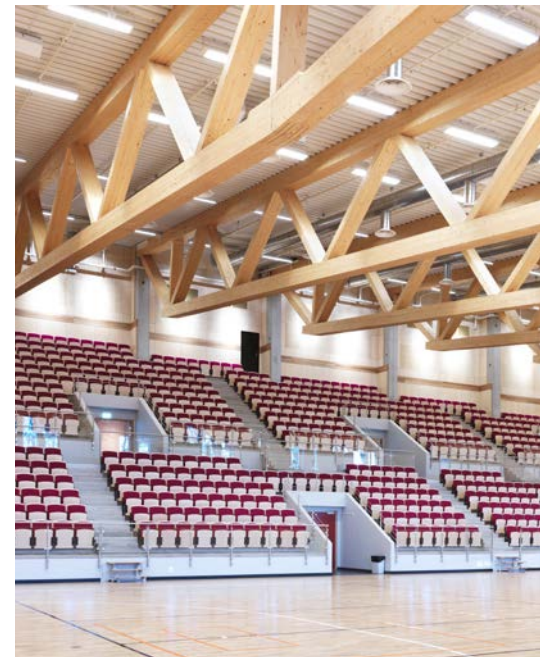
Uttrycket för k_c -värdet i dimensioneringsanvisningar ges som en funktion av det relativa slankhetstalet λ_{rel} som definieras på följande sätt:

$$\lambda_{rel} = \sqrt{\frac{P_c}{P_{cr}}} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k} \cdot A}{\pi^2 \frac{E_{0,05} \cdot I}{(\beta \cdot L)^2}}} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}$$

där $f_{c,0,k}$ är träets karakteristiska tryckhållfasthet i fiberriktningen, $E_{0,05}$ är 5-procentsfraktilen för elasticitetsmodulen i fiberriktningen och λ är pelarens eller den tryckta stängens slankhetstal som definieras i figur 4.17.



Figur 4.17 Knäckning av en träpelare: definition av tröghetsmoment (I), tröghetsradie (i), och pelarens slankhetstal (λ).



Olsbergs Arena, Eksjö.

4.19

4.20



Uterum

Uttrycket för reduktionsfaktorn k_c som funktion av det relativa slankhetstalet λ_{rel} , se ekvation 4.20, ges i Eurokod 5 enligt följande:

$$4.21 \quad k_c = \begin{cases} 1 & \text{för } \lambda_{rel} \leq 0,3 \\ \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel}^2}} & \text{för } \lambda_{rel} > 0,3 \end{cases}$$

där:

$$4.22 \quad k = 0,5 \cdot \left[1 + 0,1(\lambda_{rel} - 0,3) + \lambda_{rel}^2 \right]$$

Förhållandet mellan k_c och det relativa slankhetstalet λ_{rel} , den så kallade knäckningskurvan, visas i figur 4.18.

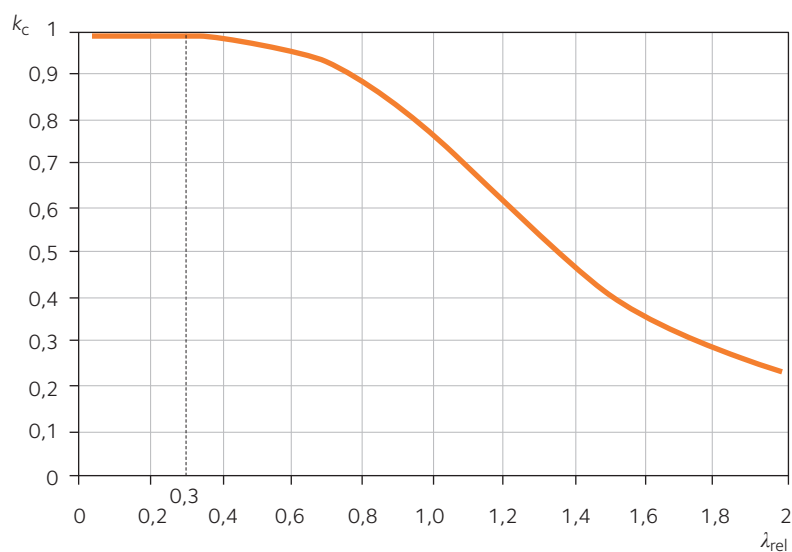
I praktiken ska man undvika att det relativa slankhetstalet λ_{rel} blir större än 2,0.

Observera att pelare i ytterväggar ofta dimensioneras så att de antas vara stagade i den mindre styva riktningen, se figur 4.19, medan inre pelare normalt sett är helt ostagade över hela sin längd.

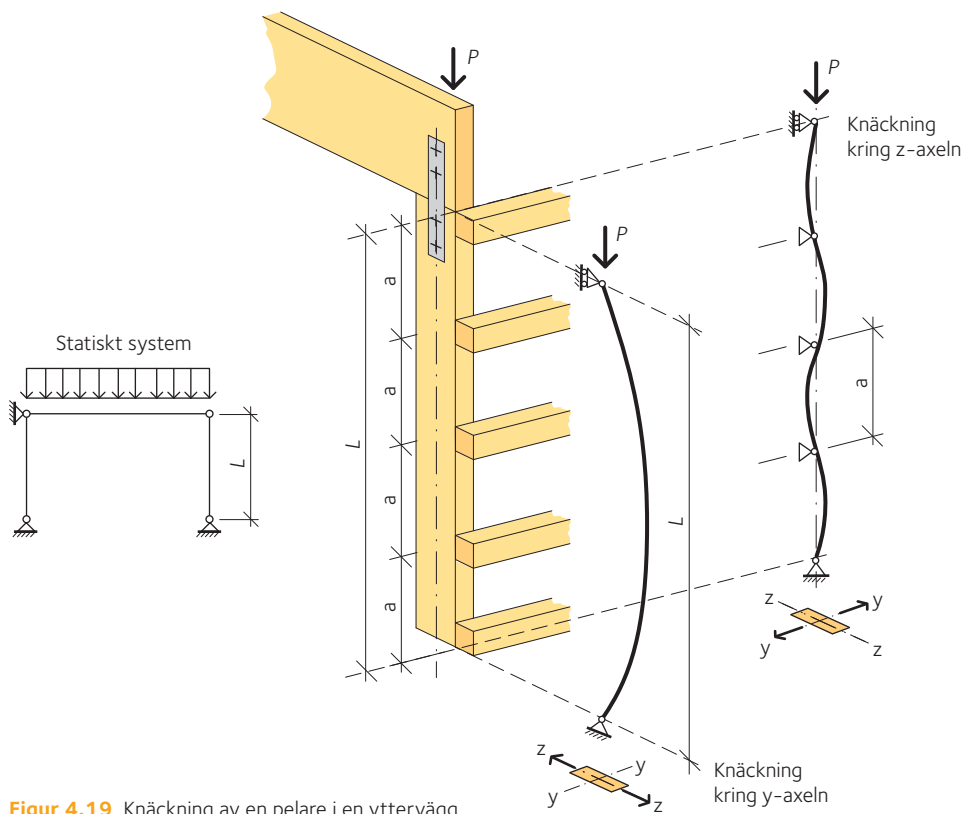
Vid pelartoppen, pelarfoten och andra ställen där tvärsnittet är försvagat av skruvhål eller dylikt ska det påvisas att

$$4.23 \quad \sigma_c = \frac{P}{A_{net}} \leq f_{c,d}$$

där A_{net} är pelartvärsnittets nettoarea.



Figur 4.18 Reduktionsfaktorn k_c som funktion av det relativa slankhetstalet λ_{rel} enligt Eurokod 5.



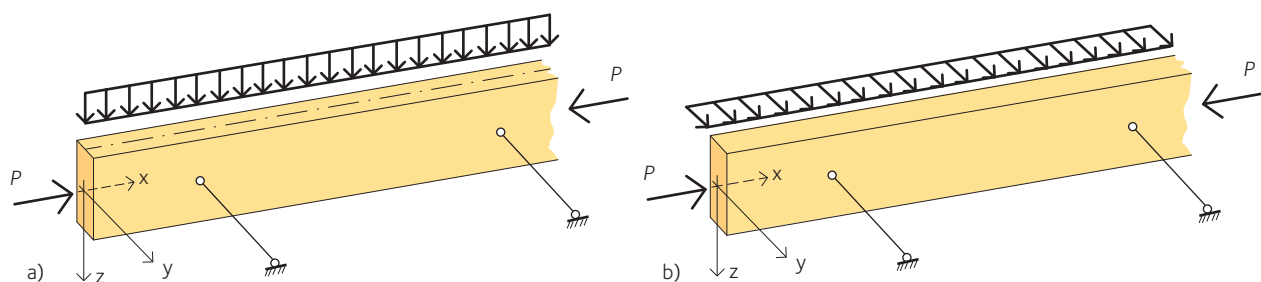
Figur 4.19 Knäckning av en pelare i en yttervägg.

4.2.5 Kombinerad böjning och axiellt tryck

Om vippning är förhindrad kan två brottmoder förekomma:

- I) $\lambda_{rel} \leq 0,3$ – knäckning är inte relevant och eventuellt brott beror på att konstruktionsdelens tryckhållfasthet överskrids,
- II) $\lambda_{rel} > 0,3$ – knäckning kan förekomma och eventuellt brott beror på att konstruktionsdelens tryckhållfasthet multiplicerad med motsvarande instabilitetsrelaterad reduktionsfaktor (det vill säga k_c) överskrids.

De vanligaste lastfallen där tryck och böjning uppträder samtidigt är emellertid de som visas i figur 4.20. Endast dessa lastfall behandlas i det följande.



Figur 4.20 Samtidig böjning och axiellkraft.

- a) Böjning kring den styva axeln (y),
- b) böjning kring den veika axeln (z).



Alpin Ski Lodge, Romme.

Fall I): $\lambda_{rel} \leq 0,3$

Eftersom hållfastheten inte reduceras på grund av knäckning under dessa förhållanden, kan träets plasticering på den tryckta sidan utnyttjas. Dimensioneringsvillkoret är:

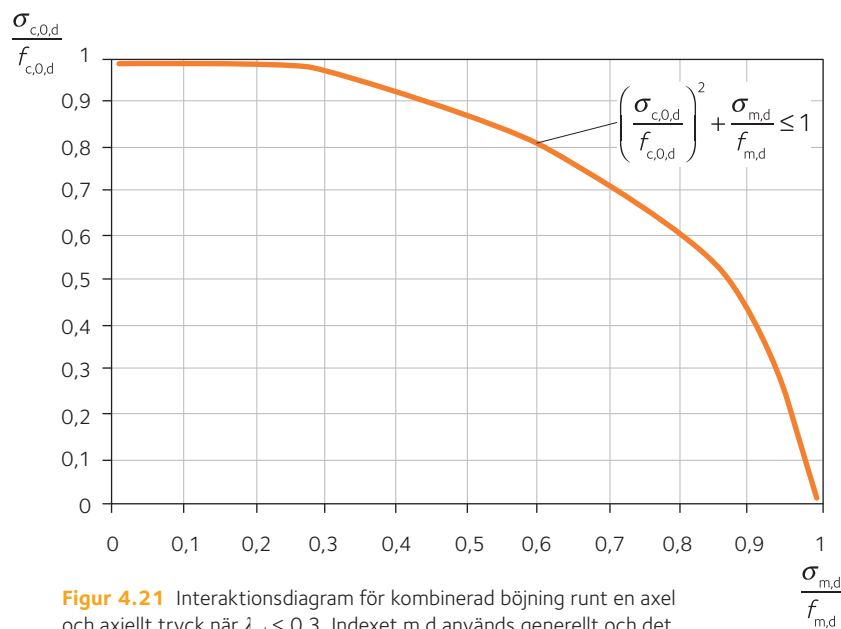
$$4.24 \quad \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1 \quad \text{Figur 4.20 a)}$$

$$4.25 \quad \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad \text{Figur 4.20 b)}$$

där:

- $\sigma_{c,0,d}$ är dimensionerande tryckspänningen.
- $\sigma_{m,y,d}$ och $\sigma_{m,z,d}$ är dimensionerande böjspänningen kring y- respektive z-axeln.
- $f_{c,0,d}$ är dimensionerande tryckhållfasthet parallellt med fiberriktningen.
- $f_{m,y,d}$ och $f_{m,z,d}$ är dimensionerande böjhållfasthet kring y- respektive z-axeln.

Figur 4.21 visar interaktionsdiagrammet för samtidig böjspänning och axiell tryckspänning, när hänsyn tas till plastiskt materialuppförande. Plasticering på trycksidan möjliggör för maximal tryckspänning över en större zon med ökad kapacitet som resultat.



Figur 4.21 Interaktionsdiagram för kombinerad böjning runt en axel och axiellt tryck när $\lambda_{rel} \leq 0,3$. Indexet m,d används generellt och det hänvisar till både dimensionerande böjspänning och böjhållfasthet kring antingen y- eller z-axeln. Indexet c,0,d hänvisar till dimensionerande axiellt tryck.

Fall II): $\lambda_{rel} > 0,3$

I detta fall ska hänsyn tas till knäckning. Brottlasten är uppnådd när spänningen i de yttre fibrerna når materialets brotthållfasthet.

Dimensioneringsvillkoret är:

$$\begin{cases} \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1 & \text{Figur 4.20 a)} \\ \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + 0,7 \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1 & \text{Figur 4.20 a)} \end{cases}$$

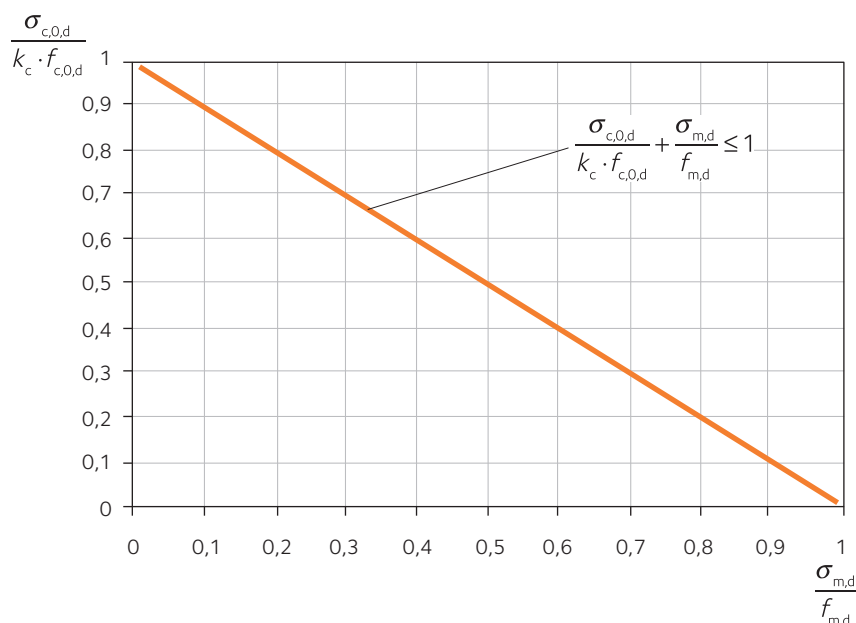
$$\begin{cases} \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + 0,7 \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 & \text{Figur 4.20 b)} \\ \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 & \text{Figur 4.20 b)} \end{cases}$$

där $k_{c,y}$ och $k_{c,z}$ är reduktionsfaktorerna som beaktar knäckningsrisken, se ekvation 4.21. Underindexen "y" och "z" indikerar att knäckningen sker kring respektive axel. De övriga symbolerna är lika som i ekvation 4.24 och 4.25.

Observera faktorn 0,7 (k_m) i ekvation 4.26 och 4.27 (samverkan mellan böjspänning och tryckspänning): när knäckning förorsakad av tryckkraften P sker i riktningen vinkelrätt mot böjmomentets riktning, får böjspänningen förorsakad av detta moment reduceras med faktorn 0,7.

Observera att kontroll ska göras i bägge riktningar, oavsett runt vilken axel momentet verkar. Reduktionsfaktorn k_c ska beräknas för varje axel (den relativa slankheten kring en given axel är baserad på slankhetsförhållandet kring motsvarande axel). Detta innebär att exempelvis en ytterväggspelare som är avstyvad av horisontella stag i väggen också ska kontrolleras för knäckning i väggplanet "mellan" stagningarna.

Figur 4.22 visar interaktionsdiagrammet för samtidig böjspänning och axiell tryckspänning, baserat på linjärelastiskt materialuppförande.



4.26

4.27



Alpin Ski Lodge, Romme.

Figur 4.22 Interaktionsdiagram för kombinerad böjning runt en axel och axiellt tryck när $\lambda_{rel} > 0,3$. Elastiska förhållanden. Indexet m,d används generellt och det hänvisar till både dimensionerande böjspänning och böjhållfasthet kring antingen y- eller z-axeln. Indexet c,0,d hänvisar till dimensionerande axiellt tryck.

Hål och urtag

- 5.1 Urtag i balkände 70
- 5.2 Förstärkning av urtag i balkände 72
 - 5.2.1 Inre förstärkning av urtag i balkände 72
 - 5.2.2 Yttre förstärkning av urtag i balkände 74
- 5.3 Balkar med hål 75
- 5.4 Förstärkning av balkar med hål 79
 - 5.4.1 Inre förstärkning av balkar med hål 79
 - 5.4.2 Yttre förstärkning av balkar med hål 81

När ett hål eller ett urtag görs i en konstruktion sker en plötslig tvärsnittsförändring, som påverkar spänningstillståndet väsentligt och kan reducera bärförmågan avsevärt. Flödet av normalspänning i fiberriktningen och skjuvspänning påverkas. I närheten av ett hål eller urtag uppkommer ett lokalt spänningstillstånd med koncentration av dragspänningar vinkelrätt mot fiberriktningen och skjuvspänningar. Denna spänningssituation kan leda till sprickbildning och spricktillväxt redan vid förhållandevis låg yttre belastning. Spricktillväxten sker vanligtvis mycket sprött. Som för andra tillämpningar med samma typ av belastning visar provresultat att det finns en signifikant storlekseffekt på bärförmågan för balkar med urtag eller hål.

Dimensionering av oförstärkta balkar med urtag i balkänden eller hål behandlas i *avsnitt 5.1 och i avsnitt 5.3, sidan 75*. Urtag i mitten av balken på den dragna sidan bör inte tillåtas om balken inte är ordentligt förstärkt. Eftersom bärförmågan för balkar med hål eller urtag är kraftigt nedsatt rekommenderas generellt någon sorts förstärkning. Förstärkning av balkar med urtag i balkänden behandlas i *avsnitt 5.2, sidan 72*, och förstärkning av balkar med hål behandlas i *avsnitt 5.4, sidan 79*.

5.1 Urtag i balkände

Balkar med urtag i balkänden bör dimensioneras mycket omsorgsfullt, eftersom även små urtag kan leda till sprickanvisningar och på detta sätt minska bärförmågan väsentligt. För en balk med fiberriktningen i balkens längdriktning förorsakar ett urtag på den dragna sidan en koncentration av dragspänningar vinkelrätt mot fiberriktningen och skjuvspänningar, vilka enligt elasticitetsteori blir oändligt stora i hörnet av ett rektangulärt urtag. Brottet är typiskt mycket sprött och sprickan utgår från urtagets hörn och fortplantar sig i fiberriktningen. Ett urtag på den tryckta sidan minskar bärförmågan mindre än ett urtag på den dragna sidan.

Om urtag inte kan undvikas bör de, åtminstone om de befinner sig på den dragna sidan, vara snedsågade eller utföras med minst 25 mm hörnradie. Urtag större än 0,5h eller 500 mm bör inte tillåtas utan förstärkning. Särskild försiktighet bör iaktas med konstruktioner som kan befaras bli utsatta för stora fuktvariationer. Urtagens alla sidor bör ytbehandlas för att minska inverkan av fuktvariationer och därmed risken för sprickbildning.

Bärförmågan för urtag utan förstärkning kan kontrolleras med följande metod som finns i Eurokod 5, med de beteckningar som visas i *figur 5.1*. Metoden är baserad på brottmekanisk analys av rätvinkliga urtag presenterad av Per Johan Gustafsson (1988). Även om villkoret är formulerat som en jämförelse av nominell skjuvspänning τ med reducerad skjuvhållfasthet, betraktas indirekt inverkan av både dragspänning vinkelrätt mot fiberriktningen och skjuvspänning.

De avgörande materialegenskaperna i den brottmekaniska betraktelsen är brottenergin vid dragbelastning vinkelrätt mot fiberriktningen, balkens styvhet i längdriktningen och skjuvstyvheten. Dessa parametrar beaktas i dimensioneringsekvationen genom faktorn k_n som anger deras förhållande till skjuvhållfastheten f_v . Modifikationstermen som beaktar urtagets lutning i är ett tillägg till den ursprungliga brottmekaniska ekvationen, och den baserar sig på experiment utförda av Hilmer Riberholt och andra (1992). För en balk med rektangulärt tvärsnitt och fiberriktning längs med balkens längdriktning bör följande kriterium uppfyllas:

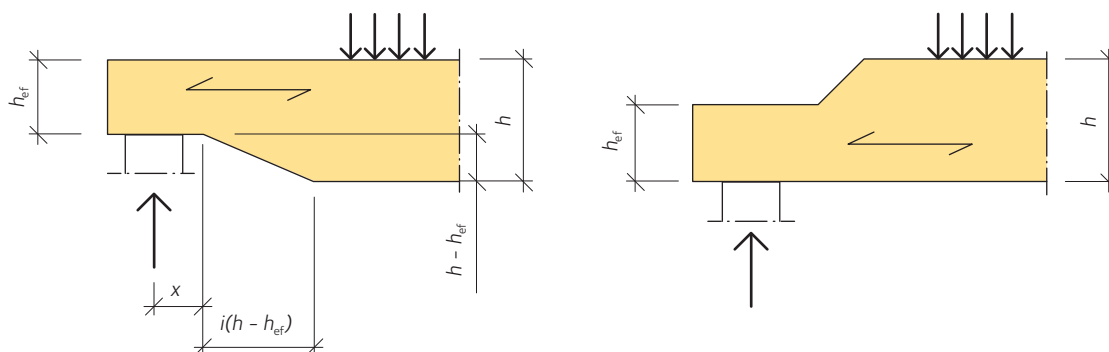
$$\tau = \frac{1,5V}{b_{\text{ef}} h_{\text{ef}}} \leq k_v f_v$$

där $k_v = 1,0$ för balkar med urtaget på den tryckta sidan. För balkar med urtaget på den dragna sidan gäller:

$$k_v = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 \\ k_n \left(1 + \frac{1,1i^{1,5}}{\sqrt{h}} \right) \\ \frac{1}{\sqrt{h} \left(\sqrt{\alpha(1-\alpha)} + 0,8 \frac{x}{h} \sqrt{\frac{1}{\alpha} - \alpha^2} \right)} \end{array} \right.$$

där:

- V är tvärkraften.
- b_{ef} är balkens effektiva bredd, se avsnitt 4.1.1, sidan 53.
- h, h_{ef} är balkens hela höjd respektive effektiva höjd, i millimeter.
- x är avståndet från stödreaktionens resultant till urtagets inre hörn, i millimeter.
- i är urtagets lutning, se figur 5.1.
- $\alpha = h_{\text{ef}}/h$ är förhållandet mellan balkens effektiva höjd och hela höjd.
- $k_n = 6,5$ för limträ (4,5 för fanerträ och 5,0 för konstruktionsvirke).



Figur 5.1 Urtag i balkände. Beteckningar enligt Eurokod 5.

5.1

5.2



Fårstall, Söderköping.



Torsbybadet, Torsby.

5.2 Förstärkning av urtag i balkände

Bärförmågan för balkar med urtag i balkänden kan ökas med yttre eller inre förstärkning. Den inre förstärkningen kan utföras med inlimmade skruvar, universalskruvar eller helgängade träskruvar. Den yttre förstärkningen kan utföras med pålimmade skivor av fanerträ (LVL, Laminated Veneer Lumber) eller plywood, pålimmade trälameller eller inpressade spikplåtar. Dimensioneringsmetoder för inre och yttre förstärkningar av balkar med rektangulärt tvärsnitt och rätvinkligt urtag ($i = 0$, se figur 5.1) presenteras nedan enligt det tyska nationella annexet till Eurokod 5 (DIN EN 1995-1-1/NA). Grundtanken är att förstärkningen ska kunna uppta hela den resulterande dragkraften av de tvärdragsspänningar som uppträder längs det potentiella sprickplanet. Balkens egen bärförmåga vinkelrätt mot fiberriktningen beaktas inte. Den resulterande tvärdragkraften bestäms genom integration av de skjuvspänningar som enligt balkteori uppträder under urtagets hörn, som visas i figur 5.2. En modifieringsfaktor 1,3 tillämpas för att anpassa balkteorins antaganden med det verkliga beteendet, vilket leder till följande uttryck för den resulterande dragkraften:

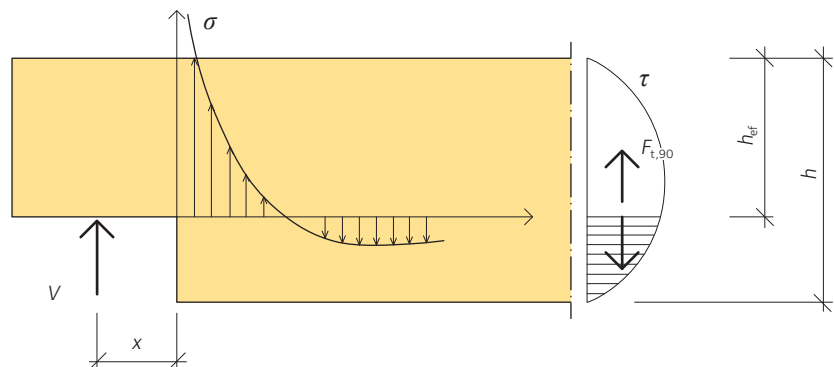
$$5.3 \quad F_{t,90} = 1,3V \left(3(1-\alpha)^2 - 2(1-\alpha)^3 \right)$$

där V är tvärkraften och $\alpha = h_{ef}/h$. Modifieringsfaktorn 1,3 leder till tillräckligt noggranna värden när $x \leq h_{ef}/3$. För större värden på x , kan ekvation 5.3 leda till osäkra $F_{t,90}$ -värden. I dessa fall kan hela tvärkraften V användas som $F_{t,90}$.

5.2.1 Inre förstärkning av urtag i balkände

För inlimmade skruvar bör man kontrollera att spänningen τ_{ef} längs med den cylinder som limfogen utgör och som antas vara jämnt fördelad uppfyller följande villkor:

$$5.4 \quad \tau_{ef} = \frac{F_{t,90}}{n \cdot d_r \cdot \pi \cdot l_{ad}} \leq f_{k,l}$$



Figur 5.2 Schematisk bild av spänningsfördelningen vid urtagets hörn och den resulterande dragkraften $F_{t,90}$.

där:

- $F_{t,90}$ är den resulterande dragkraften vinkelrätt mot fiberriktningen, se *ekvation 5.3*.
- n är antalet inlimmade skruvar, endast en rad i balkens längdriktning antas vara aktiv.
- d_r är skruvens ytterdiameter, $d_r \leq 20$ mm.
- l_{ad} är den effektiva förankringslängden, se *figur 5.3*.
- $f_{k,1}$ är limfogens skjuvhållfasthet, karakteristiska värden $f_{k,1,k}$ se *tabell 5.1*.

Skruvarnas bärförmåga vid axiell dragning bör också kontrolleras.

Endast en skruvrad i balkens längdriktning anses fungera som förstärkning. Skruvens minsta längd är $2l_{ad}$ och ytterdiametern begränsas till $d_r \leq 20$ mm. Kantavstånden och avstånden mellan skruvarna ska uppfylla villkoren $2,5d_r \leq a_{1,c} \leq 4d_r$ och $2,5d_r \leq a_{2,c}$ samt $3d_r \leq a_2$, beteckningarna ges i *figur 5.3*. Eftersom dragspänningen vinkelrätt mot fiberriktningen är mycket koncentrerad i närheten av urtagets hörn bör kantavståndet $a_{1,c}$ vara så litet som möjligt utan att minimiavståndet underskrids. För konstruktionselement som är utsatta för drag i fiberriktningen bör minskningen av tvärsnittets nettoarea förorsakad av förstärkningen beaktas. Helgängade träskruvar kan också användas som inre förstärkning och bör dimensioneras för dragkraften $F_{t,90}$ både med hänsen till utdragning och till axiell bärförmåga vid dragning.

Förutom att förstärkningens bärförmåga verifieras bör det reducerade tvärsnittets bärförmåga vid skjuvning verifieras enligt *ekvation 5.1*, *sidan 71*, där $k_v = 1,0$. Skjuvspänningskoncentrationer vid urtagets hörn bör också beaktas när inre förstärkning används.

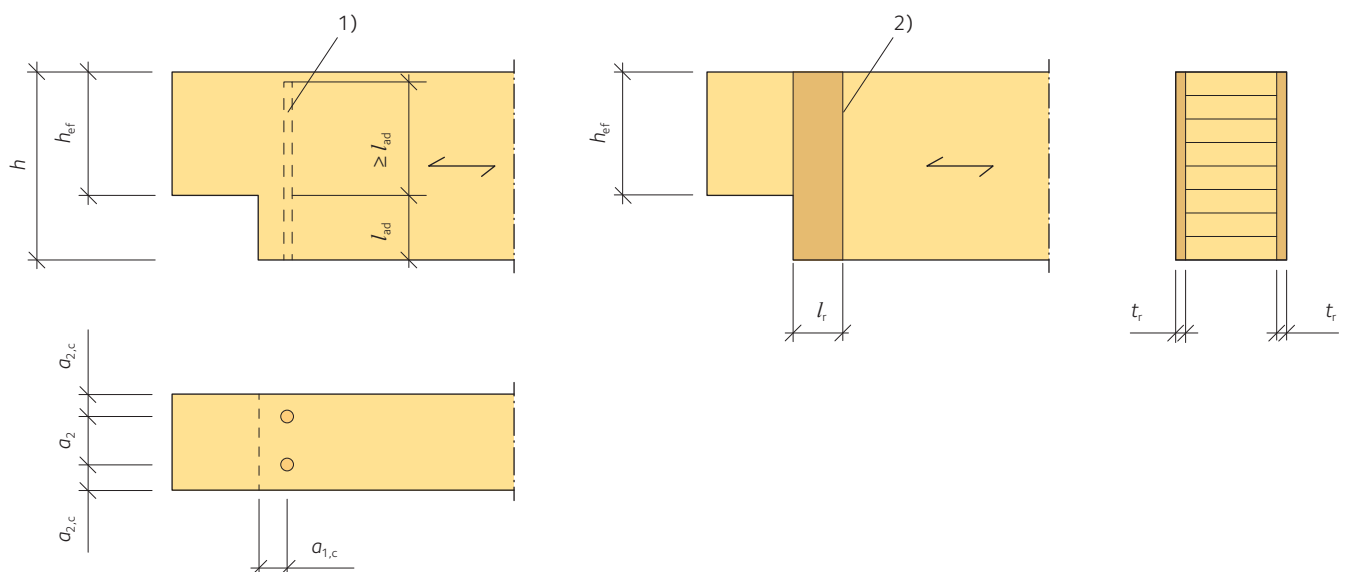


Toppstugan, Idre.

Tabell 5.1 Karakteristisk skjuvhållfasthet för inlimmade skruvar som används till förstärkning.

Skruvens effektiva förankringslängd l_{ad} [mm]	≤ 250	$250 < l_{ad} \leq 500$	$500 < l_{ad} \leq 1000$
Limfogens karakteristiska skjuvhållfasthet $f_{k,1,k}$ [MPa]	4,0	$5,25 - 0,005l_{ad}$	$3,5 - 0,0015l_{ad}$

Dessa värden får användas om limningssystemet har påvisats fungera (DIN EN 1995-1-1/NA).



Figur 5.3 Beteckningar för 1) inre och 2) yttre förstärkning av urtag i balkände (DIN EN 1995-1-1/NA).

5.2.2 Yttre förstärkning av urtag i balkände

För pålimmade skivor bör man kontrollera att spänningen τ_{ef} i limfogen, som antas vara jämnt fördelad, uppfyller följande villkor:

$$5.5 \quad \tau_{\text{ef}} = \frac{F_{t,90}}{2 \cdot (h - h_{\text{ef}}) \cdot l_r} \leq f_{k,2}$$

där:

- $F_{t,90}$ är den resulterande dragkraften vinkelrätt mot fiberriktningen, *se ekvation 5.3*.
- h, h_{ef} är balkens hela höjd respektive effektiva höjd, *se figur 5.3*.
- l_r är förstärkningsskivans bredd i balkens längdriktning, *se figur 5.3*.
- $f_{k,2}$ är limfogens skjuvhållfasthet.
DIN EN 1995-1-1/NA ger det karakteristiska värdet $f_{k,2,k} = 0,75 \text{ MPa}$ för limningssystem som har påvisats fungera.

Dragspänningen i skivan σ_t bör uppfylla följande villkor:

$$5.6 \quad \sigma_t = \frac{F_{t,90}}{2 \cdot t_r \cdot l_r} \leq \frac{f_t}{k_k}$$

där:

- $F_{t,90}$ är den resulterande dragkraften vinkelrätt mot fiberriktningen, *se ekvation 5.3*.
- t_r är förstärkningsskivans tjocklek, *se figur 5.3*.
- l_r är förstärkningsskivans bredd i balkens längdriktning, *se figur 5.3*.
- f_t är draghållfastheten för förstärkningsskivan i samma verkningsriktning som $F_{t,90}$.
- k_k är en faktor som beaktar att spänningsfördelningen är ojämn.
DIN EN 1995-1-1/NA ger värdet $k_k = 2,0$ som får användas utan ytterligare verifiering.

Förstärkningsskivorna bör limmas på båda sidorna av balken enligt *figur 5.3*. Skivans bredd i balkens längdriktning begränsas till $0,25 \leq l_r / (h - h_{\text{ef}}) \leq 0,5$ och skivans tjocklek väljs $t_r \geq 10 \text{ mm}$. Tillräckligt presstryck ska säkerställas, till exempel kan spikar eller träskruvar med lämplig förankringslängd ($\geq 2t_r$) och inbördes avstånd användas. Fästdonen ska vara jämnt fördelade över förstärkningsskivan och till antalet motsvara cirka 1 spik/träskruv per $6\,000 \text{ mm}^2$, vilket i sin tur motsvarar spik-/skruvtäthet 75 mm .

Spikplåtar kan också användas som yttre förstärkning och dimensioneras enligt de ovan givna rekommendationerna.

Förutom att förstärkningens bärförmåga verifieras bör det reducerade tvärsnittets bärförmåga vid skjuvning verifieras enligt *ekvation 5.1* där $k_v = 1,0$. Bärförmågan relaterad till skjuvspänningskoncentrationer vid urtagets hörn kan anses vara tillräcklig när yttre förstärkning enligt de ovanstående rekommendationerna används.

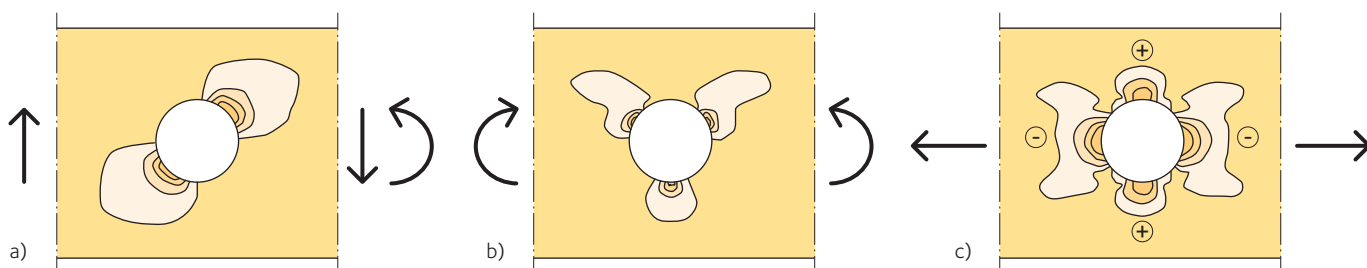
5.3 Balkar med hål

Hål i balkar bör helst undvikas. Ett hål utgör en plötslig tvärsnittsförändring som stör kraftflödet i en konstruktion och i allmänhet reducerar bärförmågan betydligt. För böjbelastade balkar där fiberriktningen är i balkens längdriktning störs flödet av normalspänningar i fiberriktningen och skjuvspänningar och i stället uppstår koncentrerade dragspänningar vinkelrätt mot fiberriktningen och skjuvspänningar i närheten av ett hål. Motsvarande spänningskoncentrationer uppstår också i konstruktionsdelar som är belastade med axiellt tryck eller axiell dragning. Storleken och fördelningen på spänningsfältet beror på många parametrar som belastningens typ, hålets form, dess storlek och läge i förhållande till balkens höjd. Dragspänningsfördelningen vinkelrätt mot fiberriktningen visas schematiskt i *figur 5.4* för en balk med ett cirkulärt hål utsatt för olika belastningssituationer. Den tillhörande brottmoden där sprickbildning sker vid hålkanten med efterföljande spricktillväxt i fiberriktningen är vanligtvis mycket spröd.

För de fall då hål inte kan undvikas finns vissa grundläggande rekommendationer som gäller form och placering. Hål bör helst placeras centriskt omkring balkens neutralaxel, i synnerhet om de befinner sig i områden där böjmoment dominerar. Cirkulära hål rekommenderas i stället för kvadratiska och rektangulära hål. Hålets sidor bör ytbehandlas för att minska inverkan av fuktvariationer och därmed risken för sprickbildning. Varma rör och ventilationskanaler som dras genom hål ska isoleras. Hål bör inte användas i utomhuskonstruktioner eller där det annars kan förekomma stora fuktvariationer. Stor försiktighet är nödvändig när det gäller konstruktionsdelar med en geometrisk form som förorsakar dragspänningar vinkelrätt mot fiberriktningen, till exempelnockpartiet hos en sadelbalk. I krökta konstruktionsdelar, till exempel ramhörn eller bumerangbalkar, bör man överhuvudtaget inte tillåta hål. För balkar med hål, liksom för balkar med urtag i balkänden och andra tillämpningar där bärförmågan huvudsakligen begränsas av dragspänningar vinkelrätt mot fiberriktningen, visar provresultat att det finns en markant storlekseffekt på bärförmågan. Därför bör särskild försiktighet vidtas när hål ska göras i stora konstruktioner. Eftersom dragspänningen vinkelrätt mot fiberriktningen inte begränsar sig till hålets omedelbara närhet innebär flera hål nära varandra en risk och bör därför behandlas med stor försiktighet.



CNC-bearbetning av limträbalk.



Figur 5.4 Schematiska illustrationer av dragspänningsfördelningen vinkelrätt mot fiberriktningen; hålet i området där tvärkrafter dominerar (a), ren böjning (b) och axiellt belastad konstruktionsdel (c).



Bearbetad limträbalk.

Dimensionering av balkar med oförstärkta hål är utmanande. Trots de senaste ansträngningarna har forskningen för närvarande inte kunnat producera en helt accepterad och pålitlig dimensioneringsmetod som är baserad på en fullständigt sund och rationell mekanisk bakgrund. Den tyska nationella bilagan till Eurokod 5 (DIN EN 1995-1-1/NA) ger i alla fall dimensioneringsekvationer för balkar med oförstärkta hål. Metoden baserar sig på linjär elastisk spänningsanalys och jämviktsbetraktelser. Den är ursprungligen presenterad av Hans Kolb och Albrecht Epple (1985), även om förenklingar och empiriska modifieringar har tillkommit i efterhand. På grund av osäkerhet relaterad till bärförmåga och dimensionering rekommenderas att balkar med hål förstärks om de inte kan undvikas. Balkar med oförstärkta hål ska endast användas i klimatklass 1 och 2, medan ordentligt förstärkta balkar med hål också kan användas i klimatklass 3. Förstärkning av balkar med hål behandlas i *avsnitt 5.4, sidan 79*.

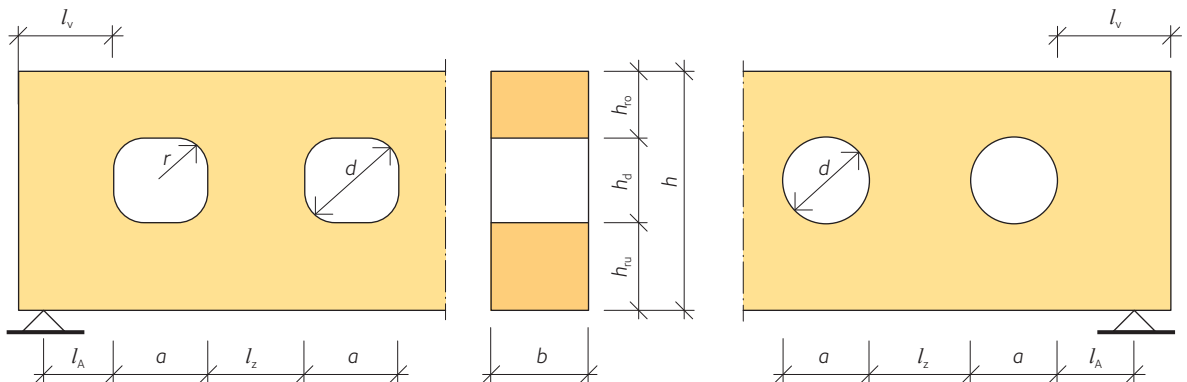
Regler för hålets storlek och placering ges i *tabell 5.2* med de beteckningar som visas i *figur 5.5*. Bärförmåga i fall med hål med diametern eller diagonallängden $d \leq 50$ mm och $h_d \leq 0,15h$ kan beräknas med hjälp av det reducerade tvärsnittet, om hålet befinner sig nära neutralaxeln. Om hålen är större gäller efterföljande anvisningar.

I dimensioneringsvillkoret i *ekvation 5.7, sidan 77*, jämförs dragspänningen vinkelrätt mot fiberriktningen med den motsvarande hållfastheten, som modifieras med hjälp av en empiriskt bestämd faktor som beaktar balkens höjd. Dragspänning vinkelrätt mot fiberriktningen uppstår på hålets båda sidor, på olika ställen beroende på typen av belastning och hålets form. De kritiska planen för spricktillväxten för cirkulära och rektangulära hål visas i *figur 5.6*. Spänningsfördelningen längs med dessa plan antas vara triangelformad. Storleken av dragspänningen vinkelrätt mot fiberriktningen bestäms med hjälp av den resulterande dragkraften vinkelrätt mot fiberriktningen $F_{t,90}$ som i sin tur bestäms av tvärkraften och böjmomentet.

Tabell 5.2 Regler för hålets storlek och placering för balkar med cirkulära och rektangulära hål.

$l_v \geq h$	$l_z \geq 1,5h$ eller minst 300 mm	$l_A \geq 0,5h$	$h_{r0} \geq 0,35h$ $h_{ru} \geq 0,35h$	$a \leq 0,4h$	$h_d \leq 0,15h$	$r \geq 25$ mm
--------------	---------------------------------------	-----------------	--	---------------	------------------	----------------

Enligt DIN EN 1995-1-1/NA med undantag för minsta hörnradie r , där DIN EN 1995-1-1/NA föreskriver $r \geq 15$ mm.



Figur 5.5 Beteckningar för en balk med rektangulärt eller cirkulärt hål.

Bidraget $F_{t,90,V}$ förorsakat av tvärkraften V antas vara lika med integralen av de skjuvspänningar som enligt balkteorin befinner sig mellan neutralaxeln och det potentiella sprickplanets höjd vid ett centriskt placerat hål, som schematiskt visas i *figur 5.6*. Bidraget $F_{t,90,M}$ förorsakat av böjmomentet M bestäms empiriskt.

Med en liten modifikation av skrivsättet jämfört med DIN EN 1995-1-1/NA kan dimensioneringsvillkoret formuleras som en jämförelse mellan dragspänningen vinkelrätt mot fiberriktningen $\sigma_{t,90}$ och motsvarande hållfasthet $f_{t,90}$ enligt följande:

$$\sigma_{t,90} = \frac{F_{t,90}}{0,5l_{t,90}b} \leq k_{t,90}f_{t,90} \quad 5.7$$

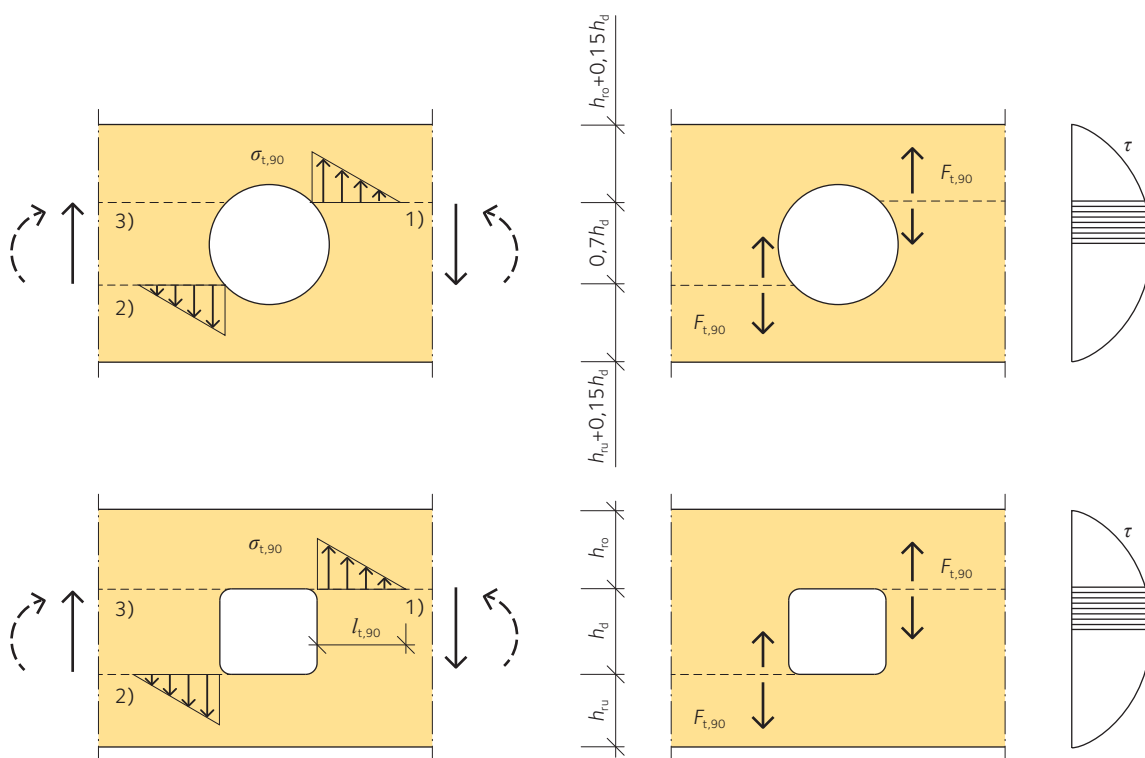
där:

$$F_{t,90} = F_{t,90,V} + F_{t,90,M} = \frac{Vh_d}{4h} \left(3 - \frac{h_d^2}{h^2} \right) + 0,008 \frac{M}{h_r} \quad 5.8$$

och där h_d kan ersättas med $0,7h_d$ för cirkulära hål i *ekvation 5.8* och

$$h_r = \min \begin{cases} h_{ru} \\ h_{ro} \end{cases} \quad \text{för rektangulära hål.} \quad 5.9$$

$$h_r = \min \begin{cases} h_{ru} + 0,15h_d \\ h_{ro} + 0,15h_d \end{cases} \quad \text{för cirkulära hål.} \quad 5.10$$



Figur 5.6 Läget för de kritiska planen för spricktillväxten för rektangulära och cirkulära hål; plan 1) och 2) gäller för hål som befinner sig i områden där tvärkraft dominerar och plan 1) och 3) är relevanta när (positivt) böjmoment dominerar.

Längden $l_{t,90}$ av den antagna triangelformade dragspänningsfördelningen vinkelrätt mot fiberriktningen är:

$$5.11 \quad l_{t,90} = 0,5(h_d + h) \quad \text{för rektangulära hål.}$$

$$5.12 \quad l_{t,90} = 0,35h_d + 0,5h \quad \text{för cirkulära hål.}$$

och hållfasthetsreduceringen förorsakad av balkens höjd är:

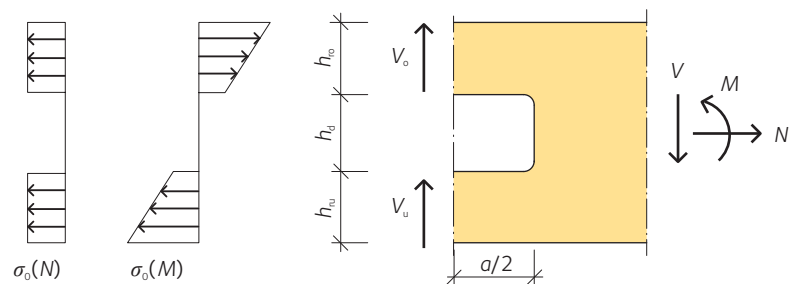
$$5.13 \quad k_{t,90} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 \\ (450/h)^{0,5} \end{array} \right. \quad \text{där } h \text{ anges i mm.}$$

Förutom dragspänningar vinkelrätt mot fiberriktningen, som normalt är det viktigaste vid dimensioneringen, uppstår också skjuvspänningskoncentrationer nära hålet, särskilt när det gäller rektangulära hål. Den tyska nationella bilagan till Eurokod 5 ger inga rekommendationer för hur dessa ska beaktas. Enligt Hans Joachim Blaß & Ireneusz Bejtka (2003) kan skjuvspänningens maximala värde vid hörnet av ett rektangulärt hål approximeras enligt följande:

$$5.14 \quad \tau_{\text{corner}} \approx \kappa_{\text{corner}} \cdot \frac{3V}{2bh} \quad \text{där} \quad \kappa_{\text{corner}} = 1,84 \cdot \frac{1+a/h}{1-h_d/h} \cdot \left(\frac{h_d}{h}\right)^{0,2}$$

där κ_{corner} uttrycker ökningen av den största skjuvspänningen jämfört med balkteori (för en balk utan hål). Den exakta spänningen beror mycket på hålets hörnradie och en mindre hörnradie leder till större spänningsmaximum. För vissa geometrier och lastkombinationer kan den approximativa ekvationen 5.14 leda till osäkra värden.

Bärförmågan för det reducerade tvärsnittet kontrolleras med hänsen till normalspänning i fiberriktningen, σ_o , förorsakad av böjmomentet M (och eventuellt också av normalkraften N). För rektangulära hål bör tilläggsstressen i de övre och nedre delarna av nettotvärsnittet som förorsakas av tvärkrafterna V_o och V_u och deras momentarm $a/2$ beaktas, se figur 5.7.



Figur 5.7 Normalspänningen parallellt med fiberriktningen för en balk med hål.

5.4 Förstärkning av balkar med hål

Balkar med hål bör i allmänhet förstärkas, eftersom hålet ofta reducerar balkens bärförmåga väsentligt och också eftersom dimensioneringsanvisningarna för balkar med oförstärkta hål är osäkra. Dimensioneringsmetoder för förstärkning av balkar med hål presenteras nedan enligt den tyska nationella bilagan till Eurokod 5 (DIN EN 1995-1-1/NA). Dimensioneringsfilosofin är analog med den för förstärkning av urtag i balkänden som presenteras i *avsnitt 5.2, sidan 72*. Grundtanken är att förstärkningen ska kunna uppta hela den resulterande dragkraften av de tvärdragsspänningar som uppträder längs det potentiella sprickplanet. Dragkraften vinkelrätt mot fiberriktningen $F_{t,90}$ kan approximeras enligt *ekvation 5.8, sidan 77* och de potentiella sprickplanen antas vara belägna som i *figur 5.6, sidan 77*. Regler för hålets storlek och placering i en förstärkt balk ges i *tabell 5.3* med de beteckningar som visas i *figur 5.5, sidan 76*.

5.4.1 Inre förstärkning av balkar med hål

Den inre förstärkningen kan utföras med inlimmade skruvar, universalskruvar eller helgångade träskruvar. Balken bör förstärkas med beaktande av de potentiella sprickplanen som gäller för det specifika belastningsförhållandet enligt *figur 5.6, sidan 77*. Vid inre förstärkning bör på hålets båda sidor verifieras att spänningen τ_{ef} längs med limfogen, som antas vara jämnt fördelad, uppfyller följande villkor:

$$\tau_{ef} = \frac{F_{t,90}}{n \cdot d_r \cdot \pi \cdot l_{ad}} \leq f_{k,1}$$

5.15

där:

$F_{t,90}$ är den resulterande dragkraften vinkelrätt mot fiberriktningen, *se ekvation 5.8, sidan 77*.

n är antalet inlimmade skruvar, endast en rad i balkens längdriktning antas vara aktiv.

d_r är skruvens ytterdiameter, $d_r \leq 20$ mm.

$f_{k,1}$ är skjuvhållfastheten längs med limfogen, karakteristiska värden $f_{k,1,k}$ *se tabell 5.1, sidan 73*.

$l_{ad} = h_{ru}$ eller h_{ro} för rektangulära hål, *se figur 5.8, sidan 80*.

$l_{ad} = h_{ru} + 0,15h_d$ eller $h_{ro} + 0,15h_d$ för cirkulära hål, *se figur 5.8, sidan 80*.



Hotell City, Gävle.

Tabell 5.3 Regler för hålets storlek och placering för förstärkta balkar med cirkulära eller rektangulära hål.

$l_v \geq h$	$l_2 \geq 1,0h$ 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
--------------	---------------------------------------	-----------------	--	----------------------------------	--	----------------

Enligt DIN EN 1995-1-1/NA med undantag för minsta hörnradie r , där DIN EN 1995-1-1/NA föreskriver $r \geq 15$ mm.

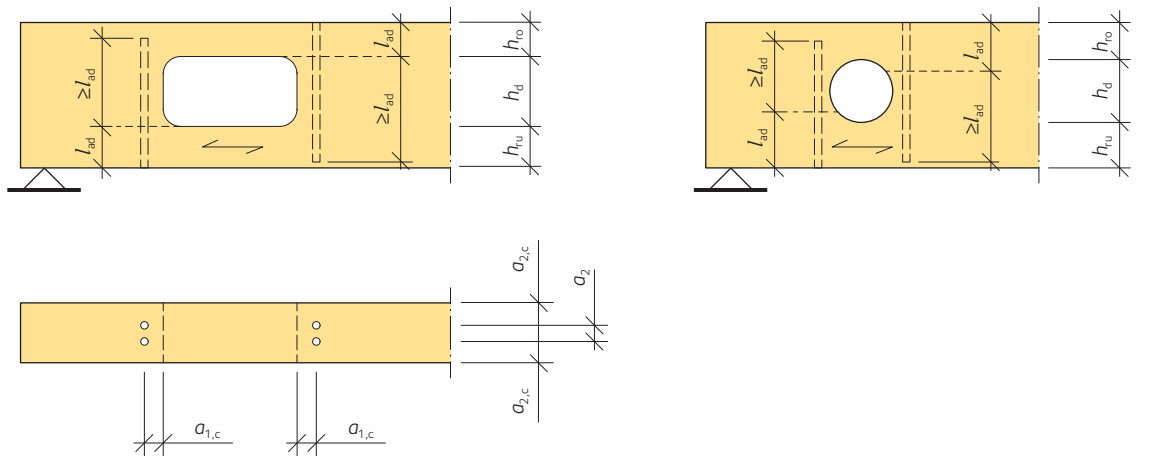
¹⁾ Gäller för balkar med inre förstärkning.

²⁾ Gäller för balkar med yttre förstärkning.

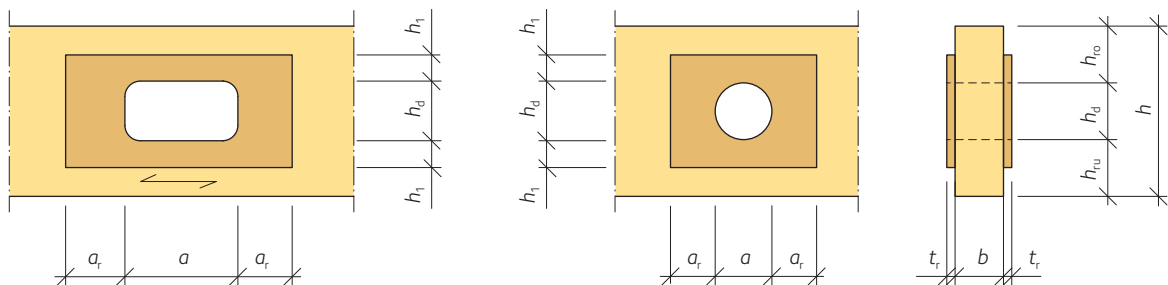
Skruvornas bärförmåga vid axiell dragning bör också kontrolleras.

Endast en skruvrad i balkens längdriktning anses fungera som förstärkning. Skruvens minsta längd är $2l_{ad}$ och ytterdiametern begränsas till $d_r \leq 20$ mm. Kantavstånden och avstånden mellan skruvarna ska uppfylla villkoren $2,5d_r \leq a_{1,c} \leq 4d_r$ och $2,5d_r \leq a_{2,c}$ samt $3d_r \leq a_2$, beteckningarna ges i figur 5.8. Eftersom dragspänningen vinkelrätt mot fiberriktningen är mycket koncentrerad i närheten av hålet bör kantavståndet $a_{1,c}$ vara så litet som möjligt utan att minimiavståndet underskrids. Helgängade skruvar kan också användas som inre förstärkning och bör dimensioneras för dragkraften $F_{t,90}$ både med hänsen till utdragning och till axiell bärförmåga vid dragning.

Dessutom bör också skjuvspänningskoncentrationen beaktas när inre förstärkning används i anslutning till rektangulära hål, se avsnitt 5.3, sidan 75. Bärförmågan med hänsen till normalspänning parallellt med fiberriktningen bör också verifieras för det reducerade tvärsnittet vid hålets mitt, se avsnitt 5.3, sidan 75.



Figur 5.8 Beteckningar för inre förstärkning av balk med hål, sprickplanen är relevant för dominerande tvärkraftsbelastning.



Figur 5.9 Beteckningar för yttre förstärkning av balk med hål.

5.4.2 Yttre förstärkning av balkar med hål

Den yttre förstärkningen kan bestå av fanerträ eller plywood. Spänningen τ_{ef} längs med limfogen, som antas vara jämnt fördelad, ska verifieras så att den uppfyller följande villkor:

$$\tau_{ef} = \frac{F_{t,90}}{2 \cdot a_r \cdot h_{ad}} \leq f_{k,2}$$

5.16

där:

$F_{t,90}$ är den resulterande dragkraften vinkelrätt mot fiberriktningen, se ekvation 5.8, sidan 77.

a_r är förstärkningsskivornas mått enligt figur 5.9, sidan 80.

$h_{ad} = h_1$ för rektangulära hål, med h_1 enligt figur 5.9, sidan 80.

$h_{ad} = h_1 + 0,15h_d$ för cirkulära hål, med h_1 och h_d enligt figur 5.9, sidan 80.

$f_{k,2}$ är skjuvhållfastheten längs med limfogen. DIN EN 1995-1-1/NA ger det karakteristiska värdet $f_{k,2,k} = 0,75$ MPa för limningssystem som har påvisats fungera.

Dragspänningen i de pålimmade skivorna σ_t bör uppfylla följande villkor:

$$\sigma_t = \frac{F_{t,90}}{2 \cdot t_r \cdot a_r} \leq \frac{f_t}{k_k}$$

5.17

där:

$F_{t,90}$ är den resulterande dragkraften vinkelrätt mot fiberriktningen, se ekvation 5.8, sidan 77.

t_r är tjockleken på en förstärkningsskiva, se figur 5.9, sidan 80.

a_r är förstärkningsskivans mått enligt figur 5.9, sidan 80.

f_t är draghållfastheten för förstärkningsskivan i samma verkningsriktning som $F_{t,90}$.

k_k är en faktor som beaktar att spänningsfördelningen är ojämn. DIN EN 1995-1-1/NA ger värdet $k_k = 2,0$ som får användas utan ytterligare verifiering.

Förstärkningsskivorna bör limmas på balken enligt figur 5.9, sidan 80.

Skivans mått ska uppfylla $0,25a \leq a_r \leq 0,3(h_d + h)$ och $h_1 \geq 0,25a$.

Skivans tjocklek t_r bör vara minst 10 mm. Tillräckligt presstryck ska säkerställas, till exempel kan spikar eller träskruvar med lämplig förankringslängd ($\geq 2t_r$) och inbördes avstånd användas. Fästdonen ska vara jämnt fördelade över förstärkningsskivan och till antalet motsvara cirka 1 spik/träskruv per 6 000 mm², vilket i sin tur motsvarar spik-/skruvtäthet 75 mm.

Bärförmågan med hänseende till normalspänning parallellt med fiberriktningen bör också verifieras för det reducerade tvärsnittet vid hålets mitt, se avsnitt 5.3, sidan 75. Bärförmågan relaterad till skjuvspänningskoncentrationer vid hålets hörn kan anses vara tillräcklig när yttre förstärkning enligt de ovanstående rekommendationerna används.



Badhus, Norrtälje.

Bruksgränstillstånd

6.1 Funktionskrav 82

6.2 Statiska deformationer 84

- 6.2.1 Deformationer 84
- 6.2.2 Långtids- och climateffekter 85
- 6.2.3 Lastkombinationer 86
- 6.2.4 Deformationsbegränsningar 87
- 6.2.5 Metoder för att undvika deformationsproblem 89
- 6.2.6 Beräkningsmetoder för olika limträkonstruktioner 90

6.3 Vibrationer 95

- 6.3.1 Dynamiska effekter 95
- 6.3.2 Dimensioneringsmetoder för att begränsa vibrationer i limträbjälklag 97
- 6.3.3 Förhindrande av vibrationsproblem 99

6.4 Fuktrörelser 101

När brottgränsen överskrids kan det leda till att konstruktionens eller konstruktionsdelens bärförmåga förloras. Detta inträffar mycket sällan om endast bruksgränsen överskrids. Med bruksgränstillstånd avses byggnadens funktionalitet och utseende samt bekvämlighet för användaren. Detta är också av flera skäl viktigt att beakta vid dimensionering:

- Att bibehålla byggnadens eller byggnadsdelens utseende och funktionsduglighet inom acceptabla gränser.
- Att förebygga skador i sprickkänslig ytbehandling som puts, tapeter och färgskikt.
- Att förebygga överstor nedböjning av takkonstruktioner så att det inte bildas regnvattenansamlingar som kan förorsaka takläckage.
- Att begränsa effekten av krypning.
- Att förse konstruktionen med tillräcklig styvhet så att vibrationer inte leder till problem relaterade till bekvämlighet.

6.1 Funktionskrav

Byggnadens nedböjningar och rörelser ska begränsas så att skador och andra oönskade verkningar kan undvikas vid användning. En byggnad ska ha tillräcklig bärförmåga för att bära väntade laster med tillräckligt stor säkerhet. Konstruktioner som är dimensionerade utgående från brottgränstillstånd kan ofta vara relativt slanka, vilket innebär att risk finns för stora deformationer. Därför har de kriterier som används i bruksgränstillstånd stor betydelse, i synnerhet för lätta konstruktionsmaterial som trä och limträ.

Kraven i bruksgränstillståndet kan ofta vara avgörande i dimensioneringsprocessen. Därför är det viktigt att deformationernas storlek förutspås tillräckligt noggrant och att kraven och gränsvärdena formuleras korrekt. I dagens dimensioneringsprocess är detta ett problem, eftersom det ofta saknas kunskap om både kraven och uppskattningsmetoderna.

Träkonstruktioner kan få stora nedböjningar om de utsätts för varaktiga laster. Eftersom trä är ett anisotropiskt material leder olika slags belastningar till olika slags verkan. Känslighet mot klimatvariationer, till exempel fuktrörelser, har också betydande inverkan på träkonstruktioners deformationer. Både långtidsdeformation (krypning) och klimatpåverkan ska beaktas när träkonstruktioners beteende i bruksgränstillståndet studeras.

I princip bör kraven i bruksgränstillståndet ställas av kunden tillsammans med byggaren och inte av bestämmelserna. Bestämmelserna anger ändå en grund: generella principer för laster, materialparametrar och beräkningsmetoder, vilka kan användas vid dimensionering i bruksgränstillstånd.

Överstora nedböjningar kan visa sig som skador i bärande och icke bärande konstruktionsdelar, som försvårad användning och som varierande verkningar som byggnadens användare upplever oangenäma.

En byggnadsdels nedböjning leder sällan till att delen i fråga förlorar sin bärförmåga, förutom i fall som har med stabilitet att göra. Om ett antal konstruktionsdelar har förhållandevis stora deformationer, eller om deformationen i ett element leder till stora rörelser i andra element, kan detta förändra det primära konstruktions-systemet eller leda till att hela konstruktionen blir instabil. Sådana systemverkningar kan också vara oönskade från användarsynpunkt. Därför ska man inte endast undersöka beteendet av varje enskild konstruktionsdel, utan också hela systemets beteende och förbandens beteende i en deformationsanalys. En sådan analys är dock förhållandevis komplicerad och utförs därför bara i mycket speciella fall.

Deformationer kan vara oönskade för byggnadens användning på många sätt. Till exempel kan en otillräcklig taklutning och problem med att öppna dörrar och fönster bli följderna. I speciella byggnader som gymnastiksalar eller utrymmen där det finns stora krav på att ytorna är plana, till exempel på grund av känslig apparatur, kan nedböjningar förorsaka problem. Man bör också kontrollera bruksgränstillståndet i byggnader och deras delar för att undvika att icke bärande konstruktionsdelar tvingas ta last.

Konstruktioner med överstora nedböjningar ser otrevligt ut och kan ge en känsla av otrygghet. Dessa upplevelser är subjektiva och även om konstruktionens bärförmåga inte äventyras eller att dess livslängd inte förkortas av nedböjningarna, är det ändå orsak att begränsa dem så att användarna inte förlorar förtroendet för konstruktionen. Sådana begränsningar bör särskilt tillämpas för långtidsnedböjningar och i mindre grad för korttidsnedböjningar, som förorsakas av tillfälliga lasttoppar och som konstruktionen återhämtar sig ifrån.

Av den föregående diskussionen är det uppenbart att det i många situationer och av många olika skäl är befogat att begränsa deformationen. Vid praktisk dimensionering är det ändamålsenligt att definiera två principiellt olika orsaker till att kontrollera deformationer:

- 1) för att undvika permanenta skador och
- 2) för att säkerställa bra utseende och allmän brukbarhet.

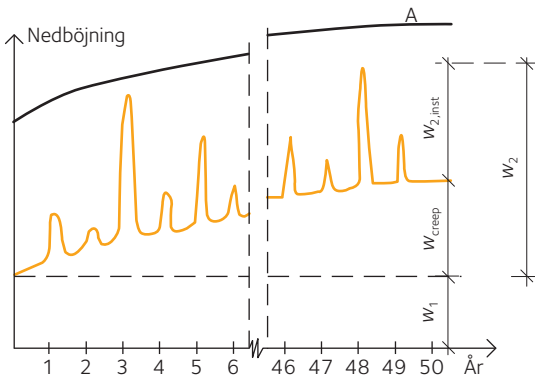
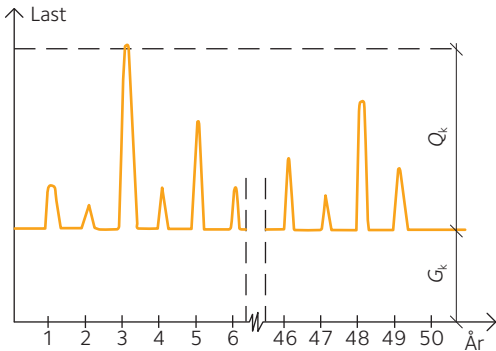
Konstruktören kan hänvisa varje specifik dimensioneringssituation till någondera av dessa.

Problemen med brukbarhet kan också omfatta vibrationer som förorsakas av olika orsaker. Vibrationer som förorsakas av fotsteg eller olika sorters maskiner som är i bruk kan leda till obehag för människor, men de kan också leda till problem för känsliga apparater och problem med konstruktionens beteende. I dessa fall är kraven till och med mer komplicerade än vid statisk nedböjning. Motsvarande diskussionen som för statisk nedböjning gäller ändå i många fall, eftersom det är byggnadens användning som är avgörande för vilka vibrationer som kan tolereras.



Göteborgs Centralstation.

6.2 Statiska deformationer



Figur 6.1 Nedböjningens variation med tiden (nedre figur) när en balk belastas med permanenta och variabla laster enligt den övre figuren. Kurvan A visar krypdeformationen om balken skulle vara belastad med den karakteristiska lasten $G_k + Q_k$ i hela tidsintervallet.

För de flesta konstruktioner består lasten av en permanent del G_1 och en variabel del Q . För trä- och limträkonstruktioner, där de variabla lasterna dominerar, varierar nedböjningen mycket under konstruktionens livslängd.

Figur 6.1 visar en principskiss för nedböjningen av en balk utsatt för permanent last G och snölast Q . Den totala nedböjningen kan delas upp i en del w_1 som förorsakas av permanent last omedelbart efter att konstruktionen belastas och i en annan del w_2 som kan variera under konstruktionens livslängd. Den varierande delen w_2 består av en reversibel del $w_{2,inst}$ som förekommer endast när den variabla lasten påverkar och en kontinuerligt ökande del förorsakad av krypning, som i alla praktiska fall betraktas som irreversibel. Lasttoppar med kort varaktighet, sådana som illustreras i figur 6.1, orsakas både av snölast och av (rörliga) nyttolaster i de flesta byggnader.

6.2.1 Deformationer

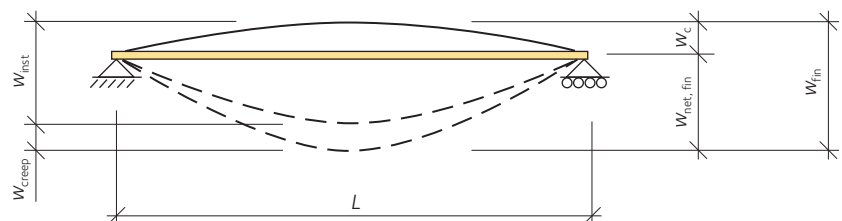
Figur 6.2 anger principen för hur en limträbalks deformation kan delas upp i olika delar. Balken kan ges en överhöjning w_c om den är lång. Under korta perioder kommer balken att utsättas för belastningstoppar, som leder till stor nedböjning w_{inst} . Denna nedböjning kan inträffa under vilken tid som helst under balkens livslängd.

En del av lasten kommer att påverka balken en längre tid och förorsaka en gradvis ökning av nedböjningen, w_{creep} . När den totala nedböjningen efter en lång tid, $w_{net,fin}$, ska bestämmas beräknas summan av w_c , w_{inst} och w_{creep} .

Vid deformationsberäkningar används värdet för elasticitetsmodul och ibland också för skjuvmodul. Det mest rimliga värdet för båda i bruksgränstillståndet är medelvärdet.

Nedböjningen av en böjbelastad konstruktionsdel förorsakas förutom av böjmoment även av tvärkrafter. Skjuvdeformationens andel är i första hand beroende av förhållandet mellan konstruktionsdelens elasticitetsmodul E och skjuvmodul G och förhållandet mellan balkhöjden och spännvidden. Som exempel kan tas en fritt upplagd rektangulär balk med höjden h och spännvidd L som belastas av en koncentrerad last i mitten av spannet. Förhållandet mellan initialnedböjningen i mitten av spannet förorsakad av tvärkrafter, $w_{inst,s}$, och initialnedböjningen i mitten av spannet förorsakad av böjmoment, $w_{inst,m}$, är:

$$6.1 \quad \frac{w_{inst,s}}{w_{inst,m}} = 1,2 \frac{E}{G} \left(\frac{h}{L} \right)^2$$



Figur 6.2 Definitioner av nedböjning.

För limträ är E/G ungefär 20 och i praktiken brukar h/L vara mellan 0,1 och 0,05 vilket leder till att skjuvdeformationen är mellan 5 och 20 procent av böjdeformationen. Detta visar att i vissa fall är det befogat att beakta skjuvdeformationen när limträkonstruktioner dimensioneras.

En speciell form av deformation är hoptryckningen av konstruktioner. Detta betraktas ofta som ett brottgränstillstånd och enligt Eurokoden kontrollerar man tryckspänningar vinkelrätt mot fiberriktningen vid kontaktytorna. I praktiken är detta ofta ett problem relaterat till bruksgränstillståndet, eftersom det snarare är frågan om deformation i förband än en faktisk förlust av dess bärförmåga. I flervåningshus kan mycket stora krafter förekomma i de nedre våningarna och på grundnivån. Tryck vinkelrätt mot fiberriktningen kan leda till förhållandevis stora deformationer, i synnerhet i jämförelse med deformationer parallellt med fiberriktningen.

6.2.2 Långtids- och klimateffekter

Träets och träprodukters krypningsfenomen, eller att nedböjningen ökar med tiden, beror på många olika faktorer. Krypnings storlek beror på fuktkvoten; ju fuktigare träet är desto mera kryper det.

I praktiken påverkar också fuktvariationerna beteendet, *se figur 6.3*. Variationer i fuktkvoten, till och med vid förhållandevis låg fukthalt, leder till större ökning än konstant stor fukthalt. Därför är det viktigt att man försöker uppskatta fuktnivåer och variationer i det omgivande mikroklimatet under konstruktionens livslängd.

Vid sidan om ren krypning förorsakad av konstant belastning och krypning på grund av varierande fuktighet påverkar även variationer på belastningsnivå under konstruktionens livslängd beteendet. Vid dimensionering ska alla dessa effekter beaktas.

I princip uppvisar trä utsatt för tryck vinkelrätt mot fibrerna samma beteende vad gäller deformationer och tidseffekter som en balk belastad i böjning, men med några ytterligare effekter. Deformationen ökas ytterligare av trämaterialiets krympning vinkelrätt mot fibrerna, vilken är mycket större än krympningen parallellt med fiberriktningen, vilken vanligtvis är försumbar. Krypnings-effekterna är också mer påtagliga än för en balk utsatt för böjning.

För en byggnad utsatt för en konstant last under sin livslängd, beror nedböjningen vid krypning, w_{creep} , av momentana nedböjningen, w_{inst} , på följande sätt:

$$w_{creep} = k_{def} w_{inst} \quad 6.2$$

där k_{def} är en deformationsfaktor vars värde beror på det belastade materialet, dess fukthalt och fukthaltens variation.

För konstruktioner eller konstruktionsdelar som uppfyller ovan nämnda villkor kan den slutliga deformationen, w_{fin} , uttryckas som:

$$w_{fin} = w_{inst} + w_{creep} = w_{inst} (1 + k_{def}) \quad 6.3$$

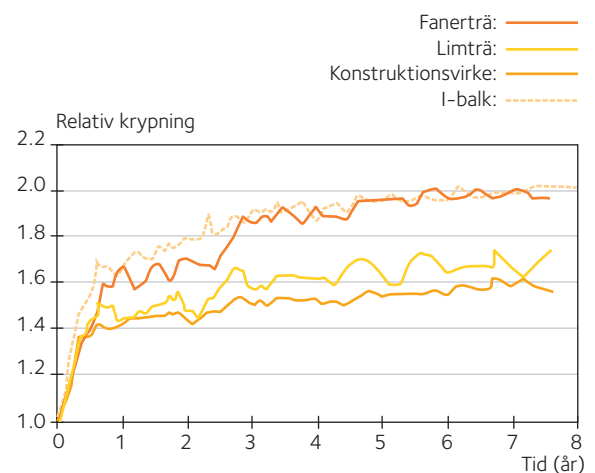
Den slutliga deformationen förorsakad av permanenta och variabla laster blir sålunda:

- För permanenta laster G utgående från momentan deformation, $w_{inst,G}$, blir slutlig deformation, $w_{fin,G}$:

$$w_{fin,G} = w_{inst,G} + w_{creep,G} = w_{inst,G} (1 + k_{def}) \quad 6.4$$

- För variabla laster, Q_i :

$$w_{fin,Q_i} = w_{inst,Q_i} + w_{creep,Q_i} = w_{inst,Q_i} (1 + \psi_2 k_{def}) \quad 6.5$$



Figur 6.3 Relativ krypning i skyddad omgivning (relativ krypning = balkens nedböjning vid en tidpunkt t dividerad med initialnedböjningen). Spänningsnivå 2 MPa. Enligt Alpo Ranta-Maunus & Markku Korteesmaa (2000).



Detalj av knutpunkt vid Malmö Centralstation.

Värdet för k_{def} beror på klimatklass. Eftersom krypningen också beror på tidsperioden som lasten kommer att vara verksam, eller med andra ord medelvärdet för lasten, har faktorn ψ_2 introducerats för att man ska kunna beskriva denna effekt ($\psi_2 = 1$ för konstant last). Värdet för k_{def} och ψ_2 baserar sig på experimentella resultat, men osäkerheten är ändå ganska stor. Värdet för k_{def} ökar när fuktigheten i den omgivande miljön ökar. Värdet för ψ_2 ökar med den tid som lasten påverkar. Det är viktigt att komma ihåg att inte bara de maximala eller genomsnittliga värdena för den relativa luftfuktigheten är av intresse, utan variationerna har också betydelse. Om stora fuktvariationer väntas förekomma kan det vara idé att tillämpa en mer sträng klimatklass än om bara maximala fuktighetsvärden används.

När den slutliga deformationen analyseras är lasten densamma som för momentan deformation. Krypeffekten på deformationsbeteendet erhålls med hjälp av reducerad styvhet:

$$6.6 \quad E_{\text{fin}} = \frac{E}{1 + k_{\text{def}}}$$

där E_{fin} är det slutliga medelvärdet för elasticitetsmodulen, E är det nominella medelvärdet för elasticitetsmodulen och k_{def} är deformationsfaktorn för trä och träprodukter.

6.2.3 Lastkombinationer

Vid deformationsberäkningar enligt de föregående avsnitten ska man definiera de relevanta laster som ska användas. Tre olika lastkombinationer har definierats, och den relevanta kombinationen väljs. Lastkombinationerna återges i den allmänna formen och innehåller flera variabla laster $Q_{k,i}$.

Karakteristisk kombination

$$6.7 \quad \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

där $\psi_{0,i} Q_{k,i}$ är den variabla lastens värde i den karakteristiska kombinationen. Den här kombinationen ger ett stort lastvärde och används normalt när korttidsdeformationen, $w_{2,\text{inst}}$, beräknas.

Frekvent kombination

$$6.8 \quad \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

där $\psi_{1,1} Q_{k,1}$ är den variabla lastens, $Q_{k,1}$, frekventa värde och $\psi_{2,i} Q_{k,i}$ är den variabla lastens, $Q_{k,i}$, kvasipermanenta värde. Den här kombinationen används för att uppskatta reversibla effekter; de inträffar med en viss frekvens, men effekterna minskar när lasten minskar.

Kvasipermanent kombination

$$6.9 \quad \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

där $\psi_{2,i} Q_{k,i}$ är den variabla lastens, $Q_{k,i}$, kvasipermanenta värde. Den här kombinationen används för att uppskatta långtidsverkan (krypning).

Om ekvationerna 6.3 till 6.5, *sidan 85*, och ekvationerna 6.7 till 6.9, *sidan 86*, tillämpas, blir den slutliga deformationen förorsakad av permanenta och variabla laster följande:

För permanenta laster, G :

$$w_{\text{fin},G} = w_{\text{inst},G} + w_{\text{creep},G} = w_{\text{inst},G}(1 + k_{\text{def}}) \quad 6.10$$

För variabel huvudlast, Q_1 :

$$w_{\text{fin},Q_1} = w_{\text{inst},Q_1} + w_{\text{creep},Q_1} = w_{\text{inst},Q_1}(1 + \psi_{2,1}k_{\text{def}}) \quad 6.11$$

För samverkande variabla laster, Q_i :

$$w_{\text{fin},Q_i} = w_{\text{inst},Q_i} + w_{\text{creep},Q_i} = w_{\text{inst},Q_i}(\psi_{0,i} + \psi_{2,i}k_{\text{def}}) \quad 6.12$$

Det slutgiltiga uttrycket för permanent last och n variabla laster blir:

$$w_{\text{fin}} = w_{\text{fin},G} + w_{\text{fin},Q_1} + \sum_{i=2}^n w_{\text{fin},Q_i} \quad 6.13$$

Det är viktigt att notera att denna lastkombination ger stora värden för den totala deformationen eftersom deformationen förorsakad av den variabla lasten beräknas utgående från det karakteristiska värdet. Det här är rimligt om deformationskontrollen gäller permanent skada, eftersom effekten av stora laster som verkar under kort tid i detta fall är av intresse.

Om kontrollen gäller utseende eller brukbarhet kan det vara mera lämpligt att beräkna nedböjningen utgående från den frekventa lastkombinationen, *ekvation 6.8, sidan 86*, eller utgående från den kvasi-permanenta lastkombinationen, *ekvation 6.9, sidan 86*. Ekvationerna 6.11 och 6.12 för beräkning av den slutliga deformationen förorsakad av de variabla lasterna kommer i dessa fall att bli modifierade. Om till exempel den frekventa lastkombinationen används som utgångspunkt fås:

För variabel huvudlast, Q_1 :

$$w_{\text{fin},Q_1} = w_{\text{inst},Q_1} + w_{\text{creep},Q_1} = w_{\text{inst},Q_1}(\psi_{1,1} + \psi_{2,1}k_{\text{def}}) \quad 6.14$$

För samverkande variabla laster, Q_i :

$$w_{\text{fin},Q_i} = w_{\text{inst},Q_i} + w_{\text{creep},Q_i} = w_{\text{inst},Q_i}(\psi_{2,i} + \psi_{2,i}k_{\text{def}}) \quad 6.15$$

6.2.4 Deformationsbegränsningar

Vilken som helst specificerad nedböjningsgräns kan väljas av funktionella grunder eller av endast visuella orsaker. Till exempel har det av erfarenhet visat sig att om balkens nedböjning inte överskrider $L/300$ uppfattas det som acceptabelt. Detta värde används ofta vid dimensionering i bruksgränstillstånd. Det är ändå viktigt att inse varför deformationskontrollen görs, för vilka slags konstruktioner och för vilka laster. Om balken till exempel har överhöjning för att kompensera för nedböjningen förorsakad av egentynghd, bör nedböjningsgränsen tillämpas endast på den del som förorsakas av nyttolasten.

Vid dimensionering av lagerutrymmen och tak är det ofta acceptabelt att tillåta nedböjningar i storleksordning $L/200 - L/150$.



Produktion av limträ.



Vallen, Växjö.

I tabell 6.1 ges exempel på olika gränsvärden för olika situationer.

Observera att dessa endast är exempel och att man ska ta hänsyn till den aktuella situationen.

Man ska ta hänsyn till följande när nedböjningsgränsen bestäms:

- Spännvidden.
- Konstruktionens typ och användning.
- Risken för skador på innertak och ytmaterial.
- Estetiska krav.
- Antalet gånger och längden på den tid som maximal nedböjning sannolikt råder.
- Takavvattning.
- Påverkan på sekundära konstruktionselement, som icke bärande väggar över eller under den konstruktionsdel som deformeras.

För olika situationer är det viktigt att definiera de problem som nedböjningen kan förorsaka och om de kan leda till problem med utseendet eller skador. Några exempel ges här för gränsvärdeskombinationer, lastkombinationer och beräknade nedböjningsvärden:

- En icke bärande vägg under en balk kan skadas om balkens nedböjning är för stor. Bestäm det fria utrymme som behövs mellan balken och väggen och använd det som gräns. Det dimensionerande värdet för nedböjningen kan beräknas med lastkombinationen i *ekvation 6.7, sidan 86*. Detta är ett exempel på kontroll med hänseende till permanent skada.
- Ett golv i ett vardagsrum utan känsliga material och utan skaderisk på intilliggande konstruktioner kan kontrolleras för endast långtidslaster. Stora nedböjningsvärden under kortare tidsintervall kommer inte att förorsaka några problem. I det här fallet kan det vara tillräckligt att beräkna deformationer förorsakade av en kvasi-permanent lastkombination, alltså:

$$6.16 \quad w_{\text{fin,qp}} = w_{\text{inst,G}} + w_{\text{creep,G}} + w_{\text{creep,Q}_1} + \sum_{i=2}^n w_{\text{creep,Q}_i} =$$

$$w_{\text{inst,G}} (1 + k_{\text{def}}) + \sum_{i=1}^n \psi_{2,i} k_{\text{def}} w_{\text{inst,Q}_i}$$

- I vissa fall kan det vara mera relevant att kontrollera endast långtidsverkan, alltså den extra nedböjning som sker med tiden, och lämna den momentana delen obeaktad. Detta kan vara fallet om balkens överhöjning är tillräcklig så att den momentana effekten förorsakad av permanenta laster kompenseras. Likaså om kontrollen görs med hänseende till utseende och brukbarhet och inte med hänseende till skador.
- Om det är av intresse att kontrollera deformationer förorsakade av upplagstryck, bör kontrollen basera sig på en lastkombination i bruksgränstillstånd. Eftersom den elastiska deformationen i de flesta fallen har visat sig utgöra endast en liten del av deformationen kommer stora korttidslaster inte att påverka deformationen i betydande grad. Deformationen beror i stor omfattning på långtidsverkan och därför är det rimligt att använda en kvasi-permanent lastkombination vid dimensionering. Det är sålunda också rimligt att använda större värden för faktorn k_{def} än vid nedböjningskontroll, eftersom krypning vinkelrätt mot fiberriktningen är större än parallellt med fiberriktningen. I detta fall kan det också vara viktigt att beakta den fria krympningen av den tryckta konstruktionsdelen.

Tabell 6.1 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, 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.

6.2.5 Metoder för att undvika deformationsproblem

I praktiken är det omöjligt att undvika deformationer när man använder limträ som konstruktionsmaterial, liksom för vilket annat konstruktionsmaterial. Men med hjälp av bättre beräkningsmetoder bör det vara möjligt att kunna undvika stora deformationer som vållar problem. Förutom att deformationerna ska kunna förutses, är det av intresse att finna utföranden som leder till mindre deformationer. För balkar är fuktvariationerna en viktig aspekt. Detta betyder att konstruktören ska vara medveten om de klimatförhållanden som råder i träkonstruktionen. Speciellt viktigt är att beakta situationen där klimatförhållandena på vardera sidan om limträkonstruktionen är olika, till exempel i fallet med en klimatskärm. Olika klimat på olika sidor kan öka deformationsproblemen.



Villa Moelven, Nacka.



Kolmårdens djurpark.

För tryckta förband är det viktigt att undvika tryck vinkelrätt mot fiberriktningen, eftersom denna riktning är mest känslig för både last och fuktvariationer. Problem kan också uppstå om olika slags material används i en byggnad. Det finns bra lösningar på detta, men om exempelvis en hybridstomme med både limträ och betong som stommaterial väljs, gäller det att hålla extra koll på deras respektive deformationsegenskaper.

Ännu en metod för att undvika fuktvariationernas negativa inverkan på limträkonstruktioner, och därmed minska deformationerna, är en ytbehandling som gör det svårare för fukt att tränga in i virket. Detta kan inte alltid tillämpas i praktiken eftersom det är arbetsamt och kostnadskrävande. Impregnering är en annan metod som kan användas, men liksom med ytbehandling är den inte särskilt praktisk.

En allmän metod för att minska deformationens negativa inverkan är överhöjning. Överhöjning innebär att man vid tillverkning i fabrik ger balken en deformation i motsatt riktning än den som lasten kommer att förorsaka. Överhöjningens storlek kan beräknas med hjälp av den deformation som lasten kommer att förorsaka, såsom redan förklarats i detta kapitel.

Det är också mycket viktigt att konstruktören verkligen försöker hitta svar på frågan om lämplig nivå för brukbarhet. I många fall använder konstruktören mycket enkla tumregler vid val av gränsvärden, vilka i vissa fall är rimliga men i andra fall för grova och kan därför leda till onödigt kostsamma konstruktioner.

6.2.6 Beräkningsmetoder för olika limträkonstruktioner

Nedböjningsberäkningarna för olika konstruktioner görs med samma lastkombinationer, se avsnitt 6.2.3, sidan 86. I detta avsnitt presenteras några ekvationer som kan användas för olika slags konstruktions-element. I många fall är datorstödd dimensionering den bästa metoden för att bestämma konstruktionens deformationer. Det är viktigt att komma ihåg att lastnivåerna och materialegenskaperna ska vara korrekta, till exempel lastkombinationer och medelvärden för elasticitets- och skjuvmodulerna.

Raka jämnhöga balkar

Ekvationer för beräkning av jämnhöga raka balkars nedböjning förorsakad av böjmoment finns i de flesta dimensioneringstabeller.

Om förhållandet L/h för balken är mindre än 10 bör skjuvdeformationer beräknas i tillägg till böjdeformationer; i annat fall kan de ignoreras.

För fritt upplagda balkar belastade med jämnt fördelad last är nedböjningen i mitten av spannet:

$$6.17 \quad w_m = \frac{5qL^4}{384EI}$$

där index m indikerar nedböjning förorsakad av böjmoment. Nedböjningen av skjuvning är i detta fall:

$$6.18 \quad w_s = \left(1 + 0,96 \left(\frac{E}{G} \right) \left(\frac{h}{L} \right)^2 \right) \cdot w_m$$

där index s indikerar nedböjning förorsakad av tvärkrafter. För både elasticitetsmodulen E och skjuvmodulen G bör medelvärdena användas.

För kontinuerliga balkar är nedböjningen i regel inte kritisk. Den största nedböjningen förekommer vanligtvis i ändfacken.

Raka balkar med linjärt varierande höjd

Pulpetbalkars och sadelbalkars nedböjning beräknas enklast med dimensioneringsprogram. Manuell beräkning med arbetsekvationer innebär en ansevärd mängd räknande. För fritt upplagda pulpetbalkar eller symmetriska sadelbalkar belastade med jämnt fördelad last kan nedböjningen i mitten av spannet uppskattas med hjälp av ekvationen:

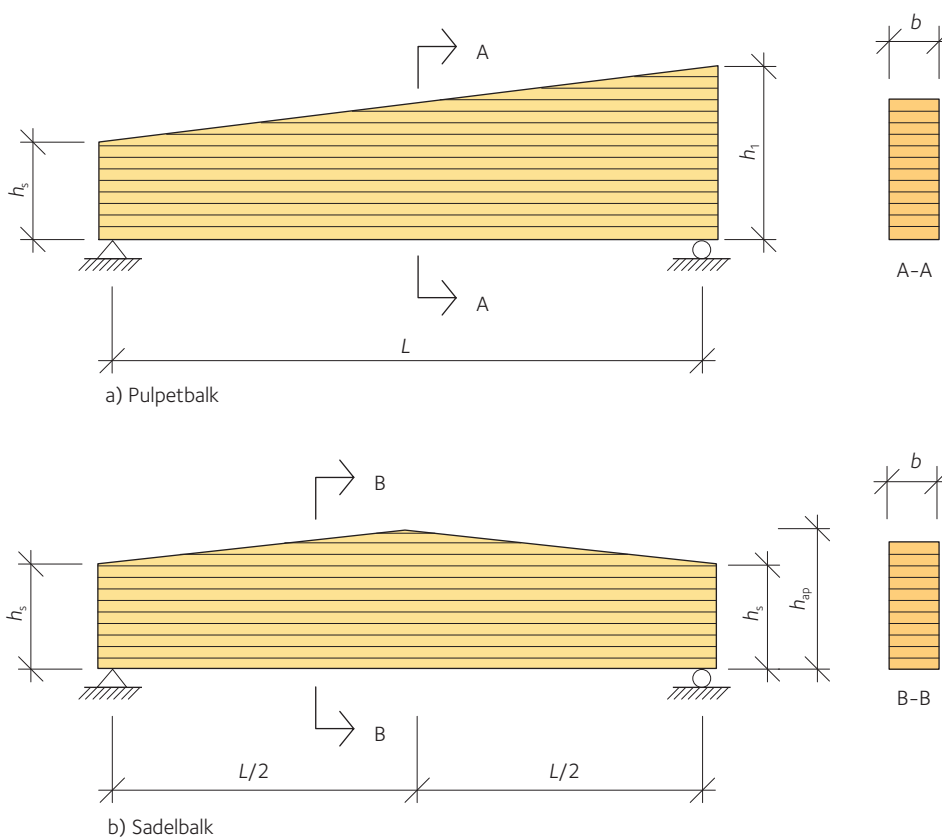
$$w = \frac{5qL^4}{384EI_e} + 0,35 \frac{qL^2}{Gb(h_s + h_{\max})} \quad 6.19$$

där:

$$\begin{aligned} I_e &= bh_e^3/12. \\ h_e &= h_s + 0,33L \cdot \tan \alpha \text{ för sadelbalkar.} \\ h_e &= h_s + 0,45L \cdot \tan \alpha \text{ för pulpetbalkar.} \\ h_{\max} &= h_{\text{ap}} \text{ för sadelbalkar och } h_l \text{ för pulpetbalkar.} \end{aligned}$$

För balkar med $2L/(h_s + h_{\max}) > 25$ kan den andra termen i den föregående ekvationen ignoreras. Termen representerar inverkan av skjuvdeformationen.

För noggrannare beräkningar kan följande ekvationer och siffervärden användas, Jack Porteous & Abdy Kermani (2007).



Figur 6.4 Pulpet- och sadelbalk.

Pulpetbalk med en koncentrerad last P i mitten av spannet:

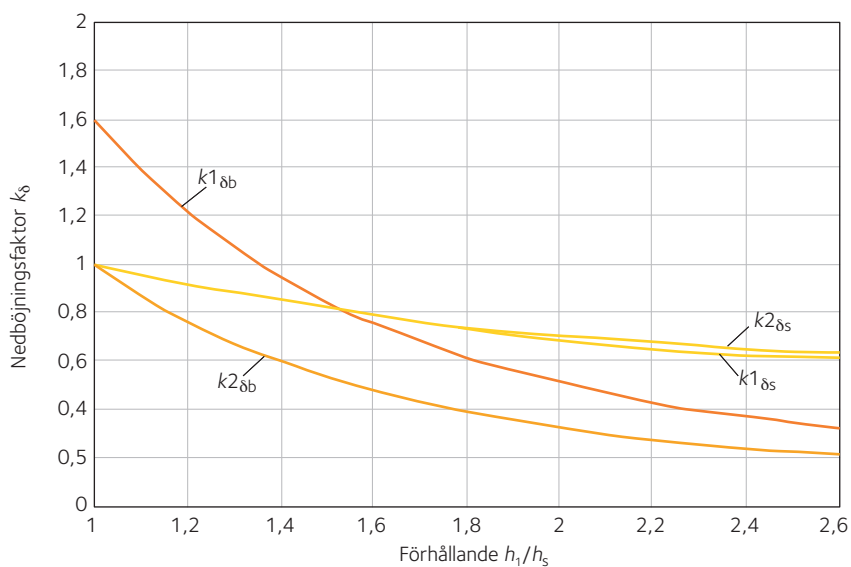
$$6.20 \quad w_m = \frac{5ML^2}{96EI_{h_s}} k_{1\delta b} \quad \text{med} \quad M = \frac{PL}{4}$$

$$6.21 \quad w_s = \frac{1,2M}{GA_{h_s}} k_{1\delta s}$$

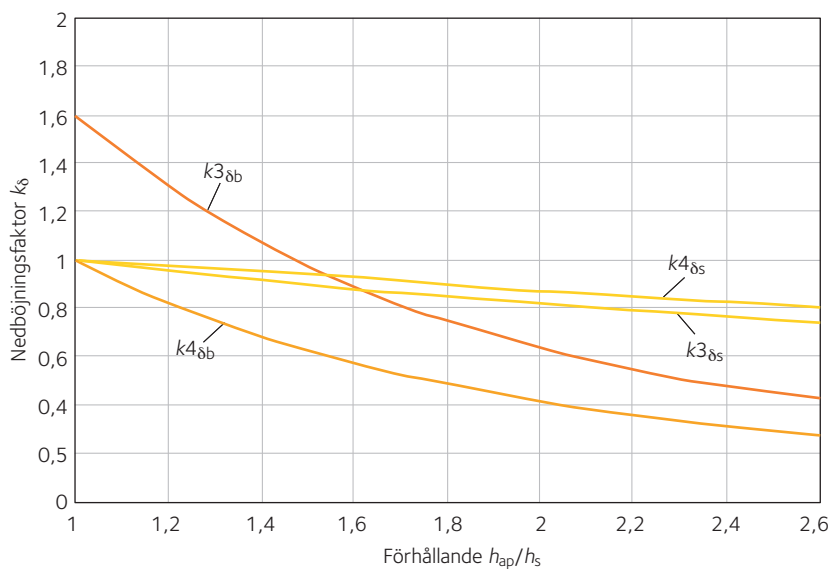
Pulpetbalk med jämnt fördelad last:

$$6.22 \quad w_m = \frac{5ML^2}{48EI_{h_s}} k_{2\delta b} \quad \text{med} \quad M = \frac{qL^2}{8}$$

$$6.23 \quad w_s = \frac{1,2M}{GA_{h_s}} k_{2\delta s}$$



Figur 6.5 Värden på $k_{\delta b}$ och $k_{\delta s}$ för pulpetbalkar.



Figur 6.6 Värden på $k_{\delta b}$ och $k_{\delta s}$ för sadelbalkar.

Sadelbalk med en koncentrerad last i mitten av spannet:

$$w_m = \frac{5ML^2}{96EI_{h_s}} k_{3\delta b} \quad \text{med} \quad M = \frac{PL}{4} \quad 6.24$$

$$w_s = \frac{1,2M}{GA_{h_s}} k_{3\delta s} \quad 6.25$$

Sadelbalk med jämnt fördelad last:

$$w_m = \frac{5ML^2}{48EI_{h_s}} k_{4\delta b} \quad \text{med} \quad M = \frac{qL^2}{8} \quad 6.26$$

$$w_s = \frac{1,2M}{GA_{h_s}} k_{4\delta s} \quad 6.27$$

Krökta balkar

Krökta balkars deformationsberäkningar är komplicerade, men följande ekvationer kan användas för att uppskatta deformationerna:

$$w = \frac{w_q}{\left(\cos \frac{\alpha + \beta}{2} \right)} \quad 6.28$$

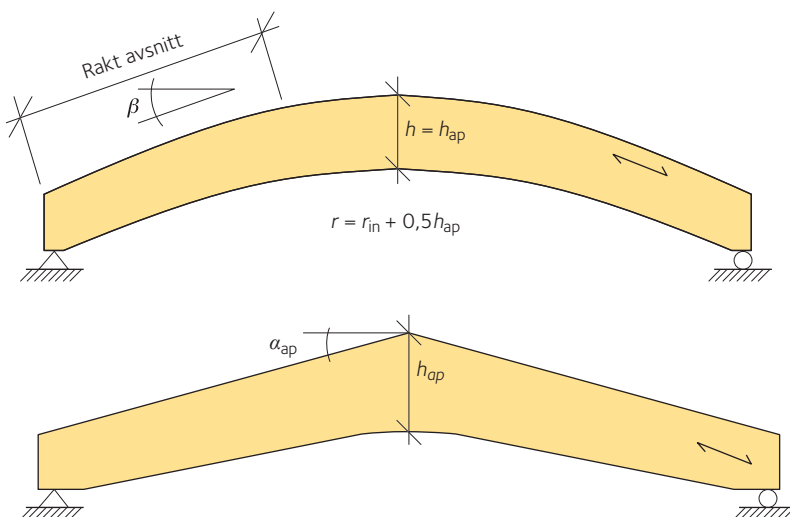
Här är w_q den beräknade nedböjningen för en symmetrisk sadelbalk som har samma spännvidd och samma tvärsnitt vid stöden och i mitten av spannet som den krökta balken, se kapitel 7, sidan 102.

Den horisontella förskjutningen vid det "fria" upplaget kan uppskattas med ekvationen:

$$w_h = 4 \frac{(f + 0,8h)}{L} w \quad 6.29$$

där:

- f = vertikalt avstånd mellan neutralaxeln vid upplaget och nocken.
- h = balkhöjd vid upplaget.
- L = spännvidd.
- w = vertikal nedböjning i mitten av spannet.



Figur 6.7 Krökt balk (övre figur) och bumerangbalk (nedre figur).



Ridhus ponnyklubb, Gävle.

Fackverk

Limträfackverks deformationsberäkningar är mera komplicerade än enskilda balkars, eftersom både limträdelarna och förbanden deformeras. En uppskattning av nedböjningen i ett parallellfackverk, utan att förbandens deformationer beaktas, får man genom att beräkna nedböjningen för en massiv balk med tröghetsmomentet:

$$6.30 \quad I = \sum A_i \cdot a_i^2$$

där:

A_i = respektive ramstångs tvärsnittsarea.

a_i = avståndet mellan respektive ramstångs tyngdpunkt och hela fackverkets tyngdpunkt.

Eftersom förbanden är eftergivliga, är deformationerna i fackverk större än i massiva balkar. Ett problem är att ökningen av nedböjningen beror på antalet förband och förbandstypen. Mätningar har visat att nedböjningen kan öka med 10 – 15 procent jämfört med förband utan deformationer. Detta värde avser deformationsökning efter ett antal år. Förband med tandbrickor ger den minsta deformationen medan förband med spikade plywoodskivor ger större deformationer.

Därför rekommenderas att fackverk tillverkas med en överhöjning (både över- och underramen) som är ungefär $L/150$ om $L/h = 12$ och $L/200$ om $L/h = 10$.

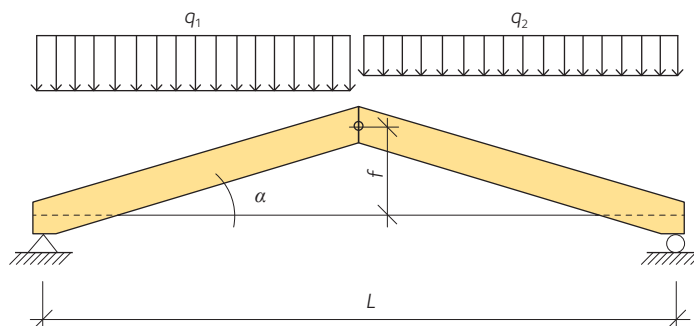
Treledstakstolar

Treledstakstolars takbärande konstruktion består vanligtvis av överramar av limträ och dragband som antingen är av limträ eller av stål.

Den vertikala nedböjningen av jämnt fördelade nedåtriktade laster enligt figur 6.8, kan beräknas med hjälp av ekvationen:

$$6.31 \quad w = \frac{(q_1 + q_2)L^2}{16(\tan \alpha)^2 (EA)_{\text{beam}}} \left(\frac{1}{(\cos \alpha)^3} + \frac{(EA)_{\text{beam}}}{(EA)_{\text{tie}}} \right)$$

Om stöden är oeftergivliga är den andra termen inom parentesen lika med noll.



Figur 6.8 Treledstakstol med enkla takbalkar och ett dragband.

6.3 Vibrationer

Bruksgränstillståndet omfattar även att användarens bekvämlighet vid dynamiska effekter bedöms. Det gäller till exempel vibrationer som uppstår när människor går på golv. Detta är ett komplext tema, eftersom det är relaterat till golvkonstruktionens massa och dess uppbyggnad av bärande element i golvet, vilka fördelar de dynamiska lasterna i sidled och dämpar de vibrationer som uppkommer.

Användarna känner av de lågfrekventa rörelserna i byggnader och andra konstruktioner på tre sätt:

- Accelerationer ger upphov till krafter i kroppen som registreras av balansorganen.
- Visuella signaler, till exempel rörelse i relation till betraktaren av föremål som vilar på eller är upphängda i konstruktionen.
- Audiella signaler, till exempel knarrande eller skramlande som förorsakas av konstruktionens rörelser.

Vibrationer förorsakade av människor är nästan alltid fråga om brukbarhet, eftersom de irriterar användarna. Ibland är personen som upplever vibrationer densamma som förorsakar dem, medan det i andra fall kan vara andra människors aktivitet som förorsakar irritation. Därför är personens egen aktivitet viktig för upplevelsen av vibrationer. När en person går på ett golv tolereras vibrationer med mycket större amplitud än om personen skulle sitta lugnt vilande, läsande eller skrivande. Vid klassificering av mänskliga upplevelser och toleranser ska både den pågående aktiviteten och förhållandet mellan källan och sensorn beaktas. För detta används ofta följande definitioner:

- Golvsikt är ett begrepp som beskriver upplevelsen av den självvällade nedböjningen och vibrationen av golvet förorsakad av ett enskilt steg under den tid som foten är i kontakt med golvytan.
- Störande svängningar förorsakade av ett steg beskriver hur en person upplever golvet vibration förorsakad av andra människor.

Golvsikt är vanligen problem endast för lätta golvkonstruktioner och sådana som deformeras under en koncentrerad last. Sådana golv är vanliga i lätta konstruktioner med trästomme och i andra byggnader med golvbjälklag av trä. I termer av responsen för ett golvsystem omfattar golvsikt statisk nedböjning och impulshastighetsrespons, medan störande svängningar omfattar impulshastighetsrespons och stationär vibrationsrespons.

6.3.1 Dynamiska effekter

När det gäller vibrationskällor och de olika metoder som finns för att motverka vibrationer, kan konstruktioner som påverkas av vibrationer alstrade av människor grupperas på följande sätt:

- Bostäder.
- Offentliga byggnader.
- Industribyggnader.
- Konstruktioner för gående (gångbroar, gångvägar i shoppingcentra).
- Gymnastiksalor och sporthallar.
- Dansbanor och konsertsalar.



Askims torg, Göteborg.

Det finns många variationer på rytmiska kroppsrörelser, vilket förorsakar stor variation på dynamiska laster. Aktivitet som genererar synkroniserade rytmiska rörelser som när flera människor dansar eller gymnastiserar är speciellt problematiska. När flera personer utövar synkroniserade rörelser under 20 sekunder eller längre, kan det uppstå periodiska laster som ger upphov till stationära strukturella vibrationer.

Krafter som förorsakas av människorörelser beror på många faktorer. Häri ingår de involverade personernas egenskaper, aktiviteten som utövas, till exempel gående, springande eller hoppande, antalet personer, om personernas aktivitet är koordinerad eller inte och golvytans egenskaper. Irriterande vibrationer i bjälklag av limträ sammankopplas allmänt med de krafter som uppkommer vid gående eller springande.

Upplevelse av dynamiska laster

Från strukturell synpunkt kan ett limträbjälklag betraktas som en tvådimensionell tunn plattkonstruktion som är förstärkt med en serie balkar. Denna tvådimensionella konstruktion betraktas vanligtvis förenklat som en endimensionell balkkonstruktion när den ska dimensioneras för egentygnd och nyttig last som i de föregående avsnitten. I många fall är limträbjälklagets statiska styvhetsegenskaper tillräckliga för att säkerställa ett tillfredsställande vibrationsbeteende. I vissa fall har man ändå observerat vibrationsproblem i golvsystem som är dimensionerade för att endast uppfylla traditionella nedböjningsvillkor under jämnt fördelad last.

Nya konstruktionsmetoder har haft genomgripande inverkan på vissa limträgolvs vibrationsegenskaper. Exempel på detta är användningen av förtillverkade träbjälklag, avjämningskikt av betong och flytande golv. Tillgången på effektiva träbjälklag och fackverk har ökat spännvidden och möjliggjort golvsystem med kontinuerliga balkar i flera fack, medan användningen av avjämningskikt av betong dramatiskt har ändrat på träbjälklagens massa.

Det finns ett antal olika dimensioneringsmetoder som beaktar vibrationsproblem och ett antal undersökningar har utförts för att förbättra metoderna.

Faktorer som påverkar hur personer upplever golvvibrationer

När man betraktar hur en person upplever övergående vibrationer i ett golvsystem är parametrar som frekvensområde, effektens storlek och dämpning av vibrationen de mest viktiga.

Frekvensområden

Golv indelas vanligen i lågfrekventa golv och högfrekventa golv. Egenfrekvensen för lågfrekventa golv är under 7 – 8 Hz och för högfrekventa golv över det. Lågfrekventa golv är vanligtvis tunga konstruktioner som betonggolv. Klassificering i lågfrekventa och högfrekventa golv har sitt ursprung i hur de olika golvtyperna reagerar när man går på dem. För lågfrekventa golv är de lågfrekventa delarna av en människas gång (de kontinuerliga delarna) viktigast, eftersom de förorsakar golvets resonanseffekter. Detta betyder att om en person står stilla kan vederbörande känna av denna resonansvibration. Ett högfrekvent golv svarar mera på den impulsiva delen av en människas gång. I detta fall kan en stillastående person uppleva verkan av en annan persons gående, och den gående personen kan uppleva en känsla av golvsvikt.



Centralstationen, Malmö.

Egenfrekvensen f_1 i ett tvådimensionellt system, som ett limträbjälklag, påverkas huvudsakligen av systemets styvhet i balkarnas riktning EI_x , massan per enhet m och spännvidden L . Intervallet mellan två intilliggande egenfrekvenser påverkas av förhållandet mellan styvheten tvärs balkriktningen, EI_y och EI_x .

Dämpning

Dämpning är en egenskap som påverkar amplituden när vibrationen är påtvingad och hur amplituden avtar när vibrationen är fri. När dämpningen ökas avtar den fria vibrationen snabbt. Materialdämpning beror på vilka material som används och är vanligtvis liten. En större andel av dämpningen beror på friktion: konstruktionens detaljer, såsom sättet på hur komponenterna är sammanfogade och randvillkoren vid stöden, påverkar friktionsdämpningen.

Hur ändarna på ett byggelement är inspända kan påverka dämpningen i stor utsträckning. Det har påvisats, att för fritt upplagda limträbalkar och konsolbalkar är dämpningsförhållandet som relaterar till egenfrekvensen ungefär en procent. När samma balkar utförs med fast inspända ändrar ökar dämpningsförhållandet till 8 procent. För golv med träbalkar är det effektiva dämpningsförhållandet 1 till 3 procent beroende på golvets detaljer och vibrationsmoden som betraktas. Om man placerar nyttig last som till exempel möbler, inredning och dylikt på golvytan kan dämpningen ökas mycket, i synnerhet om systemet i sig har liten massa eller små mått.

Eftersom limträbjälklag av naturen har liten egentynghet, har de inte någon större inre förmåga till dämpning. Undantag kan vara till ytan stora system, i synnerhet om de har ett tjockt avjämningskikt av betong eller om de bär mycket nyttig last.

6.3.2 Dimensioneringsmetoder för att begränsa vibrationer i limträbjälklag

Grundforskningen om hur en person uppfattar golvvibrationer har banat väg för att utveckla dimensioneringsmetoder för förebyggande av vibrationer. Två exempel presenteras här.

Begränsning av nedböjning av ”punktlast”

Det har visats att en möjlig metod för att förutspå mänsklig respons på golvvibrationer är att man bestämmer den statiska nedböjningen förorsakad av en koncentrerad last. En allmän metod för att göra detta är att man beräknar den statiska nedböjningen förorsakad av en punktlast som är 1 kN och som verkar i mitten av en fritt upplagd balk, antingen med den enklaste modellen eller med den tvådimensionella modellen. Nedböjningsgränsen som används i denna relativt enkla metod varierar i olika bestämmelser och handböcker, men också spännvidden och avsikten med dimensioneringen har inverkan.

Denna metod kan ses som en modell för stegverkan. Den statiska lasten som simulerar fotkraften är 1 kN och den verkar mitt på golvet. Nedböjningen i denna punkt, a , får inte överskrida ett visst värde. Nedböjningen av en punktlast är:

$$a = \frac{PL^3}{48EI}$$

och i detta fall är $P = 1$ kN. Om den enklaste modellen används beräknas nedböjningen med hjälp av *ekvation 6.32* så att man använder böjstyvheten EI för en enda balk. I de flesta fall leder detta till att



Gislavedsbron

6.32



Sexvåningsbostadshus med stomme av limträ, Askims torg.

nedböjningen överskattas eftersom balken bara är en konstruktionsdel i ett tvådimensionellt konstruktionssystem. För att beakta detta kan böjstyvheten i golvets båda riktningar beaktas när nedböjningen beräknas.

$$6.33 \quad a = \kappa \frac{PL^3}{48EI}$$

där κ är en lastfördelningsfaktor som kan beräknas med hjälp av följande ekvationer:

$$6.34 \quad \kappa = \begin{cases} -4,7\beta^2 + 2,9\beta + 0,4 & \text{när } 0 \leq \beta < 0,3 \\ 0,8 + 0,2\beta & \text{när } 0,3 \leq \beta \leq 1,0 \end{cases}$$

med

$$6.35 \quad \beta = \frac{(EI)_L}{(EI)_B} \left(\frac{s}{L} \right)^4$$

där $(EI)_L$ är golvets böjstyvhet i den styvare riktningen, eller i balkens riktning (Nm^2/m) och $(EI)_B$ är golvets böjstyvhet vinkelrätt mot den styvare riktningen, eller vinkelrätt mot balkens riktning (Nm^2/m), s är mellanrummet mellan balkarna och L är balkarnas spännvidd.

Begränsning av nedböjning av ”punktlast” och topphastighet förorsakad av enhetsimpuls

När man använder sig av statiska responsparametrar, såsom nedböjning, leder det inte alltid till tillfredsställande resultat även om de ger en viss kontroll. Forskare är medvetna om denna begränsning och nyligen har forskningen mer fokuserats på dynamiska parametrar. En av de första som föreslog användning av dynamiskt baserade parametrar vid dimensionering var Sven Ohlsson (1991). I syftet att sakligt beakta de viktiga faktorer som påverkar hur en person upplever golvvibrationer bör två parametrar kontrolleras för lätta golv med egenfrekvens över 8 Hz:

1. Statisk nedböjning förorsakad av 1 kN last som verkar mitt på golvet (gränsvärde 1,5 mm).
2. Topphastigheten v förorsakad av en ”enhetsimpuls 1 Ns” $< 100^{1/6} \zeta^{-1} \text{ m}/(\text{Ns}^2)$, där f_1 är den lägsta egenfrekvensen och ζ är dämpningsförhållandet för f_1 .

Det första villkoret är detsamma som presenterats tidigare och Sven Ohlsson (1991) konstaterade att detta är en kontroll för de lågfrekventa komponenterna (< 8 Hz) som är semistatiska till naturen. Det andra villkoret behövs för att begränsa den övergående responsens storlek som hälen förorsakar vid ett steg. Topphastigheten förorsakad av en enhetsimpuls för ett rektangulärt golv som är fritt upplagt och för egenfrekvenser $f < 40$ Hz, kan beräknas som:

$$6.36 \quad v = \frac{4(0,4 + 0,6n_{40})}{mBL + 200}$$

där n_{40} är antalet första ordningens moder av egenfrekvenser som är mindre än 40 Hz och som ges av:

$$n_{40} = \left[\left(\left(\frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right) \left(\frac{B}{L} \right)^4 \left(\frac{(EI)_L}{(EI)_B} \right) \right]^{0,25} \quad 6.37$$

där B är golvets bredd (m), L spännvidden (m), m massan per ytenhet (kg/m^2), $(EI)_L$ golvets böjstyvhets i den styvare eller balkens riktning (Nm^2/m), och $(EI)_B$ är golvets böjstyvhets i riktningen vinkelrätt mot den styvare eller balkens riktning (Nm^2/m).

Sven Ohlsson presenterar också en ekvation för beräkning av den första egenfrekvensen för ett golv:

$$f_1 = \frac{\pi}{2L^2} \sqrt{\frac{(EI)_L}{m}} \quad 6.38$$

Sedan denna metod introducerades har den använts rätt så mycket och den har i många fall visat tillfredsställande resultat. Golv som är dimensionerade enligt denna metod har alltså visat tillfredsställande beteende.

I det andra villkoret som gäller dämpningsförhållandet ska ζ bestämmas, vilket är svårt. Sven Ohlsson konstaterar att värdet för ζ kan vara 1 procent, men anger också att större värden kan vara relevanta.

Metoderna beskrivna tidigare fungerar bra i vissa fall, medan de är mindre bra i andra fall. Dimensioneringsmetoderna ger vanligtvis bara ett gränsvärde för golv och det är ofta oklart för konstruktören vad detta gränsvärde egentligen betyder. Hur mycket bättre är golvet egentligen om gränsvärdet minskas med 50 procent? Ett antal försök att modellera den dynamiska responsen finns i litteraturen, men för alla gäller att de har osäkerhetsfaktorer och att det ofta är svårt att finna en enda metod som lämpar sig i alla situationer. Alla dimensioneringsmetoder är semiempiriska till naturen och ger tillfredsställande resultat för just den typ av golv för vilka de är gjorda. Ingen av dem tycks fungera riktigt tillfredsställande när de används för andra typer av golv. I många fall kan det konstateras att den bästa uppfattningen av ett golvs beteende får man genom provning.

6.3.3 Förhindrande av vibrationsproblem

Eftersom vibrationsproblem är komplexa till sin natur är det också svårt att ge en rekommendation för att lösa dessa. En praktisk strategi är att man dimensionerar konstruktionssystem med relativt stora egenfrekvenser, en metod som kallas frekvensavstämning. Metoden går ut på att konstruktionens lägsta frekvenser, med största energin, är högre än exciteringsfrekvensen. Avsikten är att undvika att belastningen sammanfaller med responsfrekvenserna.

Tillskott av extra material (ökning av styvhet) eller minskning av spännvidden är metoder som används. Å andra sidan finns tendensen att minska material och öka spännvidden för att uppnå andra målsättningar vid dimensioneringen. Därför är det inte överraskande att rapporter om vibrationsproblem i konstruktioner har ökat den senaste tiden. Det är vanligtvis enklare att öka konstruktionsmaterialens förhållande mellan hållfasthet och vikt, än att öka förhållandet mellan styvhet och massa.



Läktare, Sollentuna.



Operan, Stockholm.

Andra metoder för att undvika "problemgolv" finns tillgängliga. En möjligen effektiv metod är att öka dämpningen, som till exempel att tillsätta artificiell dämpning eller installera avstämde massadämpare, men detta är vanligtvis komplicerat eller dyrt. Uppmärksamhet på detaljerna, som användning av lämplig tvärkolvning eller krysskolvning, och omsorg vid utformningen av detaljer och förband mellan systemets olika delar är också viktiga faktorer.

Speciella golvtyper är flytande golv och upphöjda golv. Dessa typer av ytkonstruktioner används allt oftare, beroende på krav relaterade till stegljudsisolering och flexibilitet för installationer. Vibration eller rörelse hos lös inredning är typiska för dessa golv och det har påvisats att sådana effekter i hög grad beror på ytskiktets böjstyvhet. Lokala nedböjningar sker vid mjuka flytande golv och dessa ska begränsas för att undvika sådana störningar. På den positiva sidan finns, att flytande golv med ett tillräckligt styvt ytskikt effektivt kan fördela koncentrerade laster till flera golvbalkar och förbättrar på så sätt golvets vibrationsbeteende.

Lokala nedböjningar är oftast svåra att förutse med hjälp av konstruktionsberäkningar och det rekommenderas att dessa bestäms genom provning. Böjstyvheten för ett flytande golvs ytskikt har stor inverkan på den lokala nedböjningen.

Det är också viktigt att observera att golvbjälkarna kan överföra vibrationer mellan olika rum. Om kontinuerliga balkar används, kan vibrationerna överföras från en lägenhet eller ett rum till en annan och detta kan grannarna uppleva som störande även om några problem inte upplevs i det rum där vibrationerna har sitt upphov. Det har påvisats att vibrationer från en intilliggande bostad är mer irriterande än om vibrationskällan är i samma bostad.

6.4 Fuktrörelser

Konstruktionsdelar av limträ levereras normalt med en referensfuktkvot 12 %. Under varierande klimatförhållanden kommer fuktkvoten att anpassa sig till det omgivande relativa ångtrycket och temperaturen.

Som resultat av klimatets årstidsförändringar varierar konstruktionens fuktkvot i all oändlighet. Variationen är 4 – 5 procentenheter för konstruktionsdelar som är inomhus och 8 – 10 procentenheter för konstruktionsdelar som är utomhus. Inomhus är trä vanligtvis som torrast på vintern, medan utomhuskonstruktioner är som torrast på sommaren.

Limträ, liksom annat trä, sväller när fuktkvoten ökar och krymper när fuktkvoten minskar. Fuktrörelserna är många gånger större tvärsfiberriktningen än parallellt med denna, 0,2 procent respektive 0,01 procent för varje procents förändring av fuktkvoten. Detta innebär att för normala fuktvariationer är förändringen parallellt med fiberriktningen (vilket normalt är balkens längdriktning) ungefär 0,1 mm/m inomhus och 0,2 mm/m utomhus. Vinkelrätt mot fiberriktningen är förändringen 2 mm/m inomhus och 4 mm/m utomhus.

Om fuktrörelserna i tvärriktningen förhindras, på grund av yttre eller inre tvång, kan hållfastheten vinkelrätt mot fiberriktningen överskridas, varvid träet stukas eller fläks. Anslutningsdetaljer och förband ska därför utformas så att normala fuktrörelser hindras i så liten utsträckning som möjligt. Man bör också vara uppmärksam på att skruvförbandens styvhet och bärförmåga försämras om de inte är väl åtdragna. Om möjligt bör därför åtminstone de viktigaste skruvförbanden efterdragas när virket har torkat.

Längdförändringarna är som regel så små att de kan försummas, utom för mycket stora konstruktioner. Konstruktioner där fuktkvoten är ojämnt fördelad över tvärsnittet, till exempel balkar och pelare i ett isoleringsskikt, kan utsättas för betydande deformationer på grund av olika fuktrörelser på den kalla och på den varma sidan. Vintertid befinner sig den ena sidan i ett varmt och torrt klimat, medan den andra sidan är i kontakt med uteluften, vars relativa fuktighet är hög. Utsidan sväller och blir längre än insidan, vilket är orsaken till att tak och ytterväggar har en tendens att böja sig utåt på vintern. Om upplägningen är fri och fuktrörelserna inte förhindrade kan utböjningen beräknas med hjälp av följande ekvation:

$$w = \frac{L \cdot \Delta L}{8h}$$

där:

- L = spännvidd.
- ΔL = längdskillnaden mellan utsidan och insidan förorsakad av svällning eller krympning.
- h = konstruktionsdelens höjd.

Det är också viktigt att beakta fuktrörelser i förband och dragband, eftersom rörelserna kan leda till mindre kraftöverföringsförmåga mellan de olika konstruktionsdelarna. I vissa fall är det nödvändigt att kontrollera förbanden eller dragbanden och efterdra dem under konstruktionens livslängd.



Sånge Säby Konferens, Ekerö.

6.39

Snedsågade balkar, krökta balkar och bumerangbalkar

7.1 Balkar med varierande tvärsnittshöjd 102

7.2 Krökta balkar och bumerangbalkar 104

7.3 Dimensionering 106

7.3.1 Snedsågade balkar 106

7.3.2 Preliminär dimensionering av fritt upplagda sadelbalkar belastade med jämnt fördelad last 109

7.3.3 Krökta balkar och bumerangbalkar 110

7.3.4 Preliminär dimensionering av fritt upplagda krökta balkar och bumerangbalkar belastade med jämnt fördelad last 114

7.4 Förstärkning av sadelbalkar, krökta balkar och bumerangbalkar mot dragspänningar vinkelrätt mot fiberriktningen 115

7.4.1 Vanliga förstärkningsmetoder när dragspänningar vinkelrätt mot fiberriktningen är kritiska 116

7.4.2 Dimensionering av förstärkning 116

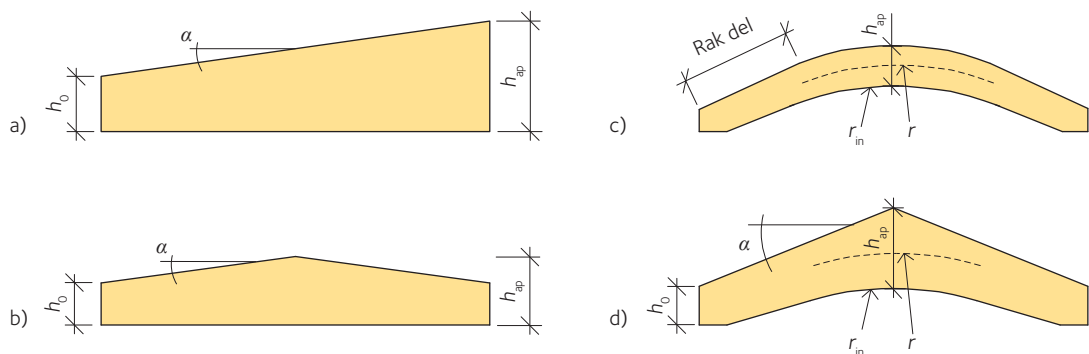
Limträbalkar har ofta varierande tvärsnittshöjd eller är krökta eller bådadera för att uppfylla arkitektoniska krav, ge lutande tak och största möjliga fria höjd samt för att minska vägghöjden vid upplagen. De vanligaste typerna är pulpetbalken, sadelbalken, den krökta balken med konstant tvärsnitt och bumerangbalken, *se figur 7.1*.

En egenskap för dessa balkar är att böjspänningsfördelningen är icke-linjär och den borde därför beräknas med hjälp av teorin för anisotropiska skivor. Vid dimensionering kan emellertid den maximala böjspänningen och skjuvspänningen beräknas tillräckligt noggrant med hjälp av enkel balkteori för isotropiska material.

7.1 Balkar med varierande tvärsnittshöjd

Konstruktionsdelar av trä, i synnerhet av limträ, utformas ofta med varierande tvärsnittshöjd, så som pulpetbalkar, sadelbalkar och kontinuerliga balkar med voter. I regel uppnås den varierande tvärsnittshöjden så att lamellerna sågas snett längs med ena kanten. Dimensioneringsmetoden för pulpetbalkar och sadelbalkar är likadan. Därför behandlas endast sadelbalkar i det följande. Materialet utnyttjas väl i en sadelbalk eftersom balkhöjden följer momentdiagrammets form.

Böjspänningsfördelningen i balkar med varierande tvärsnittshöjd är icke-linjär. Dessutom är läget för den största skjuvspänningen vanligtvis inte vid neutralaxeln. I själva verket förekommer den största skjuvspänningen närmare den sneda kanten, *se figur 7.2, sidan 103*. Endast vid stöden för en fritt upplagd balk eller vid den fria änden av en konsolbalk är skjuvspänningen störst vid neutralaxeln.



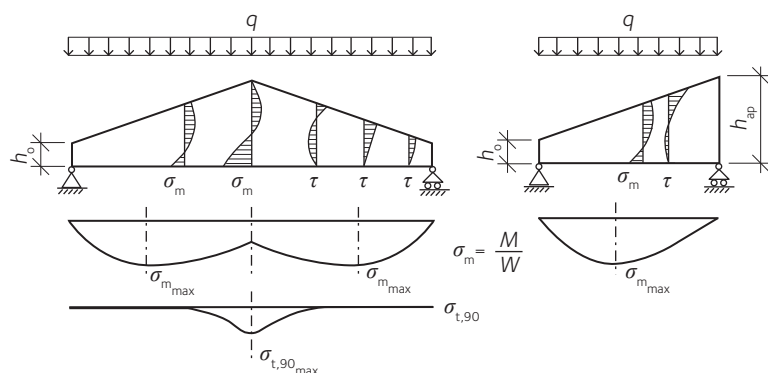
Figur 7.1 Speciella limträbalkar. a) Pulpetbalk, b) sadelbalk, c) krökt balk, d) bumerangbalk.

Observera att skjuv- och böjspänningarna som visas i *figur 7.2* verkar i lamellernas riktning och inte parallellt med den sneda kanten.

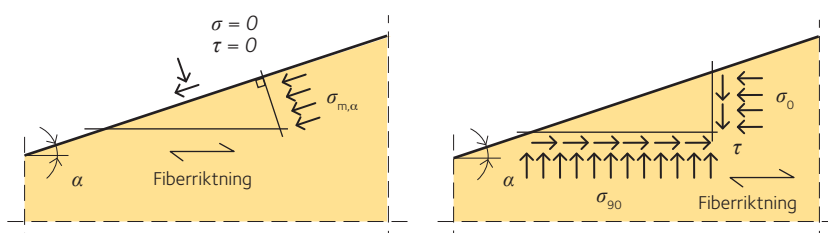
Eftersom både böjmomentet och höjden varierar längs med balkens axel, uppstår den största böjspänningen i regel inte där böjmomentet är störst, utan i ett tvärsnitt närmare stöden, *se figur 7.2*.

Om den sneda kantens lutning är liten, det vill säga för $\alpha \leq 10^\circ$, vilket den oftast är, är inverkan på böjspänningsfördelningen liten. Vid dimensionering kan den största böjspänningen därför beräknas som för en balk med konstant tvärsnittshöjd (alltså $\sigma_m = M/W$), både vid den sneda och vid den raka kanten. Värdet för böjhållfastheten, $f_{m,0}$, ska emellertid reduceras vid den sneda kanten för att beakta effekten av skjuvspänningen och spänningen vinkelrätt mot fiberriktningen, vilka verkar samtidigt med böjspänningen, *se figur 7.3*. Eurokod 5 rekommenderar att böjhållfastheten vid den sneda kanten reduceras med faktorn $k_{m,\alpha}$, *se avsnitt 7.3.1, sidan 106*.

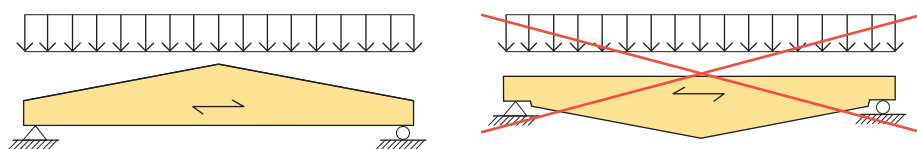
Det är möjligt att påvisa att spänningarna vinkelrätt mot fiberriktningen, σ_{90} , ökar när den snedsågade kantens lutning ökar. Om den sneda kanten är på den tryckta sidan av balken, uppstår tryckspänningar vinkelrätt mot fiberriktningen, $\sigma_{c,90}$, när balken böjs. Om balken däremot har den sneda kanten på den dragna sidan (upp- och nervänd sadelbalk), *se figur 7.4*, uppstår dragspänningar vinkelrätt mot fiberriktningen, $\sigma_{t,90}$.



Figur 7.2 Böjspänningar (σ_m), skjuvspänningar (τ) och dragspänningar vinkelrätt mot fiberriktningen ($\sigma_{t,90}$) i en sadelbalk (vänster) och i en pulpetbalk (höger).



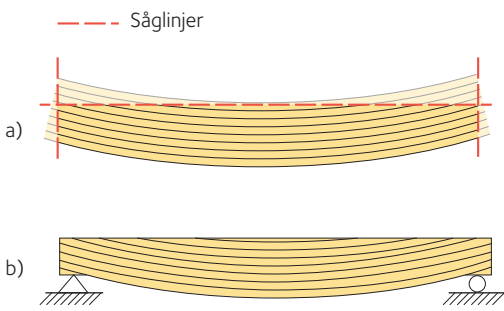
Figur 7.3 Spänningarna vid den sneda kanten av en balk.
Vänster: Böjspänningen parallellt med den sneda kanten $\sigma_{m,\alpha}$ (huvudspänning).
Höger: Böjspänningen σ_0 parallellt med fiberriktningen.



Figur 7.4 Vänster: Tryckspänningar vinkelrätt mot fiberriktningen uppstår vid den snedsågade kanten.
Höger: Dragspänningar vinkelrätt mot fiberriktningen uppstår vid den snedsågade kanten (upp- och nervänd sadelbalk. **Avrådes!**).



Brikettförråd, Tunadal.



Figur 7.5 a) Limning av lameller, b) färdig balk med krökt underkant, så kallad häng- eller fiskbuk.

Av dessa orsaker bör den sneda kantens lutning begränsas. Lutningsvinkeln α bör inte överskrida 10° på den tryckta sidan och $2 - 3^\circ$ på den dragna sidan. Man ska komma ihåg att dragkrafter vinkelrätt mot fiberriktningen kan förorsaka spröda brott vid mycket låg spänningsnivå och de bör därför hållas så små som möjligt.

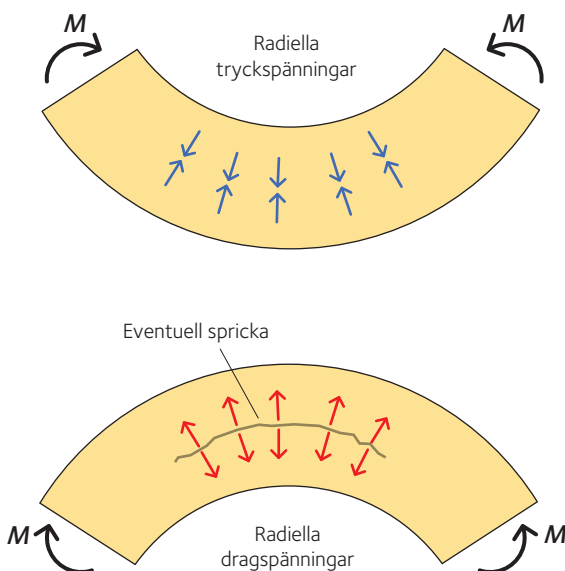
Om taket ska vara rakt (alltså endast luta åt ett håll) är ett alternativ till upp- och nervända sadelbalkar balkar med krökt underkant, så kallad häng- eller fiskbuk, där de kontinuerliga lamellerna är på den dragna kanten och de snedsågade lamellerna är på den tryckta kanten, se figur 7.5. I detta fall elimineras den farliga dragspänningen vinkelrätt mot fiberriktningen.

7.2 Krökta balkar och bumerangbalkar

En av de största fördelarna med limträ är att man kan utforma krökta konstruktionsdelar med förhållandevis enkla medel. Vid tillverkningen böjs de enskilda lamellerna till den önskade formen innan limmet härdas. Utgående från konstruktionens funktion ska bågar och krökta balkar klart särskiljas. Den fundamentala skillnaden mellan dessa två konstruktionstyper är att hos bågar är båda stöden förhindrade att röra sig i horisontalled (vilket innebär att en horisontalkraft verkar vid stöden och ger upphov till en normalkraft i bågen) medan hos krökta balkar kan det ena stödet fritt röra sig parallellt med balkens längdriktning. Bågkonstruktioner behandlas i *kapitel 11, sidan 153*.

För att undvika att lamellerna skadas när de böjs vid tillverkningen av krökta konstruktionselement ska krökningen begränsas. För en viss krökningsradie ökar böjspänningen i en lamell när dess tjocklek ökar. Tjockare lameller kan inte böjas lika mycket som tunnare lameller. Krökningen ska också begränsas så att det inte uppstår stora inbyggda böjspänningar i den färdiga konstruktionsdelen. Dessa initialspänningar kan ofta ignoreras vid dimensionering. Men om förhållandet mellan inre krökningsradien, r_{in} , och lamelltjockleken, t , är för liten, påverkas balkens böjhållfasthet av de inbyggda böjspänningarna och den bör därför reduceras. Enligt Eurokod 5 ska en sådan reduktion göras om $r_{in}/t < 240$. I praktiken bör förhållandet mellan krökningsradien och lamelltjockleken aldrig väljas mindre än 170.

När ett böjmoment belastar en balk som har en initialkrökning i böjmomentets plan, uppstår förutom böjspänningar också radiella spänningar. Dessa radiella spänningar kan vara antingen dragspänningar eller tryckspänningar, se figur 7.6. När böjmomentet har tendens att öka limträdelens krökning, pressas lamellerna tätare mot varandra, se figur 7.6, övre. Detta betyder att radiella tryckspänningar uppstår mellan lamellerna. Å andra sidan, när böjmomentet har tendens att rätta ut limträdelens krökning, försöker lamellerna gå mer isär, se figur 7.6, nedre. Detta betyder att radiella dragspänningar uppstår mellan lamellerna. Radiella dragspänningar bör minimeras eftersom de kan förorsaka fläckning av konstruktionsdelen.



Figur 7.6 Övan: Böjmomentet har en tendens att öka krökningen av limträelementet. Nedan: Böjmomentet har en tendens att rätta ut limträelementet.

Figur 7.7 visar nockområdet på en krökt balk som belastas med ett konstant böjmoment. Om man för enkelhetens skull antar att böjspänningen fördelar sig linjärt i nockområdet är det uppenbart att de resulterande drag- och tryckkrafterna, T och C , ger upphov till den radiella kraften T_{90} .

Det kan påvisas att spänningen vinkelrätt mot fiberriktningen förorsakad av kraften T_{90} , se figur 7.7, är:

$$\sigma_{t,90} = \frac{T_{90}}{b \cdot dl} = \frac{h}{4 \cdot r} \cdot \sigma_m = k_p \cdot \sigma_m$$

7.1

Ekvation 7.1 visar att dragspänningen vinkelrätt mot fiberriktningen i nocken på en krökt balk, $\sigma_{t,90}$, approximativt kan beräknas så att man multiplicerar böjspänningen parallellt med fiberriktningen ($\sigma_m = M/W$) med en formfaktor $k_p = h/(4r)$.

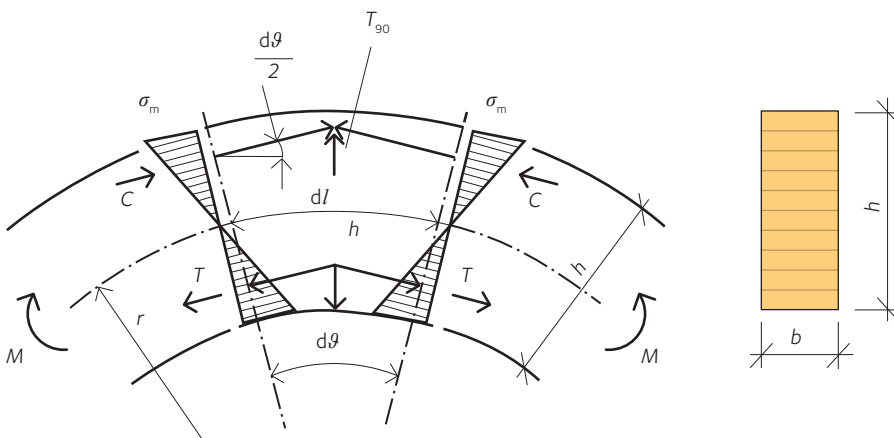
Observera att krökningsradien, r , bör vara förhållandevis stor för att minska spänningen vinkelrätt mot fiberriktningen. I allmänhet rekommenderas att man alltid väljer $r \geq 8$ m.

Olika undersökningar har påvisat att draghållfastheten vinkelrätt mot fiberriktningen i hög grad beror på volymen av den belastade balkdelen. Värdet för draghållfastheten vinkelrätt mot fiberriktningen ska därför modifieras. Enligt Eurokod 5 ska grundvärdet för draghållfastheten vinkelrätt mot fiberriktningen, $f_{t,90}$, multipliceras med en modifieringsfaktor $k_{vol} (< 1)$.

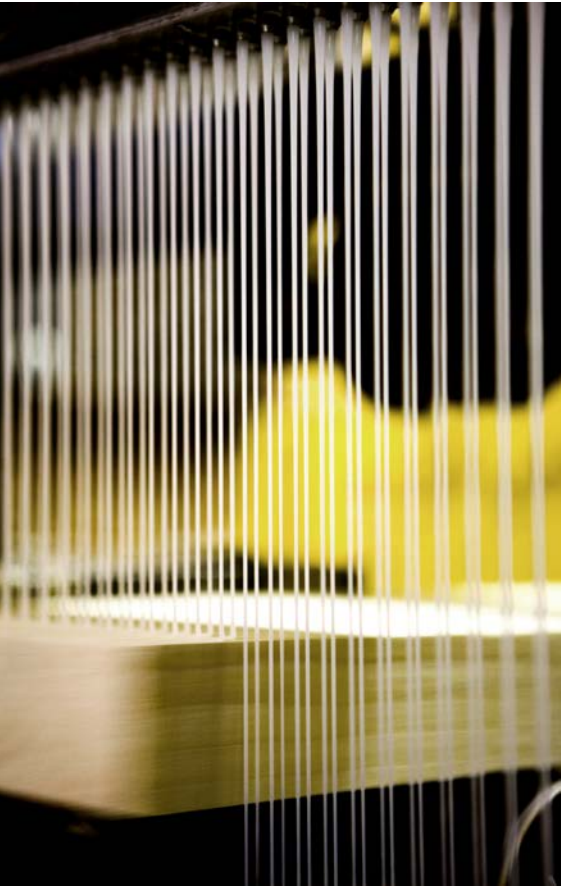
I situationer där den dimensionerande dragspänningen, $\sigma_{t,90}$, överskrider värdet för draghållfastheten vinkelrätt mot fiberriktningen given i Eurokod 5, krävs att mekaniska fästdon som inlimmade skruvar eller helgångade, ofta självborrande, träskruvar används som förstärkning, se avsnitt 7.4, sidan 115.



Produktion av limträ.



Figur 7.7 Förenklad modell för beräkning av spänningar vinkelrätt mot fiberriktningen i nocken på en krökt balk. Balken belastas enbart med positivt böjmoment.



Limpågivning vid tillverkningen.

7.3 Dimensionering

En generell regel som gäller vid tillverkningen av både sadelbalkar och bumerangbalkar är att de kontinuerliga lamellerna alltid placeras på den dragna sidan av balken, alltså på undersidan om balken är fritt upplagd och belastas huvudsakligen av nedåtriktade laster. Av detta följer att de snedsågade lamellerna kommer att befinna sig på den tryckta sidan av balken.

7.3.1 Snedsågade balkar

Vanligtvis begränsas spännvidden för snedsågade balkar till 30 m av tillverkningstekniska och transportekonomiska orsaker. Lutningen bör aldrig överskrida 10° . Vanligtvis är taklutningen i Sverige $1/20 - 1/10$, det vill säga $\alpha \approx 2,9 - 5,7^\circ$. Balkens höjd vid nocken bör inte vara mindre än ungefär $l/20$, där l är balkens spännvidd. Bredden bör inte vara mindre än $1/7$ av balkens höjd vid spännviddens fjärdedelspunkt, så att risk för vippning minskas, i synnerhet under montageskedet.

Ofta tillverkas snedsågade balkar med överhöjning. En sådan överhöjning bör vara ungefär lika stor som den största nedböjning som förorsakas av den permanenta lasten plus halva den dominerande variabla lasten (exempelvis snölasten).

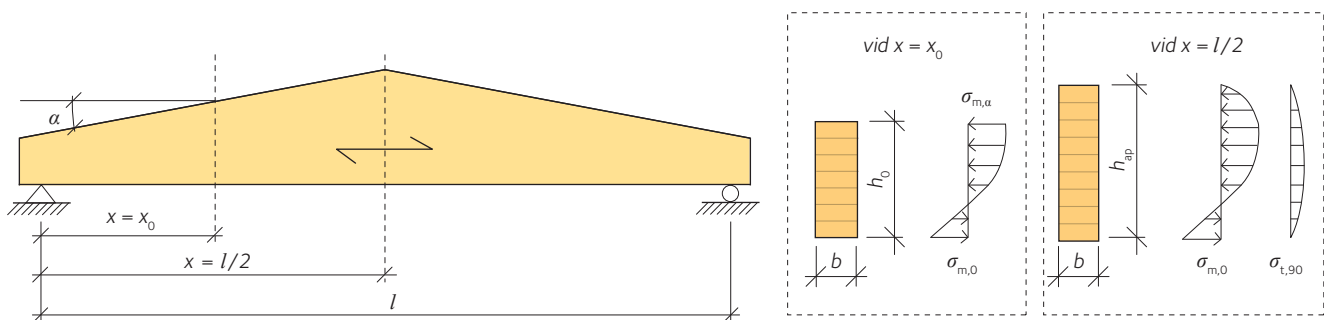
För fritt upplagda symmetriska balkar med jämnt fördelad last blir böjhållfastheten vid nocken (alltså i mitten av spännvidden) aldrig dimensionerande. Det tvärsnitt där den största böjspänningen uppträder finner man i stället på ett avstånd x_0 från stödet. Tvärsnittets läge kan bestämmas analytiskt som det läge där den första derivatan av böjspänningen i förhållande till x är noll. Detta leder till följande resultat:

$$7.2 \quad x_0 = \frac{h_0}{2 \cdot h_{ap}} \cdot l$$

där h_0 är balkens höjd vid upplaget, h_{ap} är balkens höjd vid nocken och l är spännvidden. För vanlig balkgeometri uppträder de största böjspänningarna ungefär vid spännviddens fjärdedelspunkt ($x_0 \approx l/4$).

Om lutningen $\alpha \leq 10^\circ$ kan de dimensionerande böjspänningarna $\sigma_{m,\alpha,d}$ och $\sigma_{m,0,d}$ antas vara lika och de kan beräknas enligt den klassiska balkteorin. **Observera** att i figur 7.8 visas den verkliga spänningsfördelningen där $\sigma_{m,\alpha,d} \neq \sigma_{m,0,d}$. Detta enkla antagande ger:

$$7.3 \quad \sigma_{m,\alpha,d} = \sigma_{m,0,d} = \frac{M_d}{W_{x_0}}$$



Figur 7.8 Sadelbalk med den verkliga, icke-linjära böjspänningsfördelningen och spänningen vinkelrätt mot fiberriktningen illustrerad vid $x=x_0$ och i mitten av spännvidden.

där:

- M_d är det dimensionerande böjmomentet i tvärsnittet $x = x_0$.
 W_{x_0} är böjmotståndet i tvärsnittet $x = x_0$.

Mycket ofta används kombinerat limträ i snedsågade balkar, till exempel limträ i hållfasthetsklass GL30c, vilket vanligtvis består av lameller i hållfasthetsklass T22 i tvärsnittets yttre delar och lameller i hållfasthetsklass T15 i tvärsnittets inre delar. För sådana sadelbalkar verkar den största tryckspänningen på avståndet x_0 från stödet, i allmänhet på ett sådant ställe där lamellerna tillhör den hållfasthetsklass som har lägre hållfasthet, alltså T15. Teoretiskt skulle detta betyda en reduktion av balkens hållfasthet jämfört med en likadan balk med homogent tvärsnitt gjord av lameller i hållfasthetsklass T22. Denna reduktion negligeras vanligtvis på grund av det faktum att brott nästan alltid sker vid den dragna kanten, där det finns starkare lameller, alltså i hållfasthetsklass T22.

Vid de yttersta fibrerna på den snedsågade kanten ska spänningarna uppfylla följande villkor:

$$\sigma_{m,\alpha,d} \leq k_{m,\alpha} \cdot f_{m,d} \quad 7.4$$

där:

- $\sigma_{m,\alpha,d}$ och $\sigma_{m,0,d}$ är de dimensionerande böjspänningarna i vinkel mot fiberriktningen och vid den raka kanten.
 $f_{m,d}$ är den dimensionerande böjhållfastheten.
 $k_{m,\alpha}$ är reduktionsfaktorn som beaktar samtidig verkan av böjspänning, skjuvspänning och tryckspänning eller dragspänning vid den snedsågade kanten.

Eurokod 5 ger följande ekvationer för beräkning av reduktionsfaktorn $k_{m,\alpha}$

- a) För dragspänningar parallellt med den snedsågade kanten:

$$k_{m,\alpha} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m,d}}{0,75 f_{v,d}} \tan \alpha\right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{t,90,d}} \tan^2 \alpha\right)^2}} \quad 7.5$$

- b) För tryckspänningar parallellt med den snedsågade kanten:

$$k_{m,\alpha} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m,d}}{1,5 f_{v,d}} \tan \alpha\right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{c,90,d}} \tan^2 \alpha\right)^2}} \quad 7.6$$

där:

$f_{v,d}$, $f_{t,90,d}$ och $f_{c,90,d}$ är den dimensionerande skjuvhållfastheten, draghållfastheten vinkelrätt mot fiberriktningen och tryckhållfastheten vinkelrätt mot fiberriktningen enligt Eurokod 5.

Värdena för $k_{m,\alpha}$ för olika lutningar av den snedsågade kanten ges i figur 7.9. Värdena är beräknade för limträ i hållfasthetsklass GL30c.

Observera att den kontinuerliga kurvan också med tillfredställande noggrannhet kan användas vid dimensionering av balkar med krökt underkant, så kallad häng- eller fiskbuchsformad balk.



Brikettförråd, Tunadal.



Produktion av limträ.

I sådana fall kan vinkeln α vid läget för maximal böjspänning beräknas enligt *ekvation 7.7*:

$$7.7 \quad \alpha \approx \frac{l}{4 \cdot R} \cdot \frac{180}{\pi}$$

där l är balkens spännvidd och R är lamellernas krökningsradie (vanligtvis $R > 100$ m).

Den dimensionerande dragspänningen vinkelrätt mot fiberriktningen som förorsakas av böjmomentet kan beräknas vara:

$$7.8 \quad \sigma_{t,90,d} = (0,2 \cdot \tan \alpha) \cdot \frac{M_{ap,d}}{W_{ap}}$$

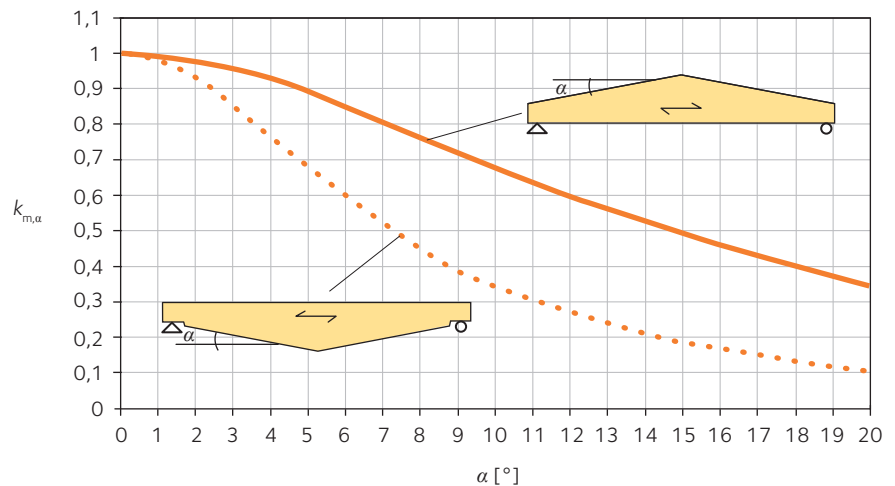
där:

- $M_{ap,d}$ är dimensionerande moment vid nocken.
- W_{ap} är balkens böjmotstånd vid nocken.
- $(0,2 \cdot \tan \alpha)$ är en faktor som bestämts med hjälp av finita elementberäkningar och definieras som förhållandet mellan spänningen vinkelrätt mot fiberriktningen och böjspänningen i nockpartiet. Variationen av en sådan faktor, som betecknas med k_p i Eurokod 5, i relation till lutningen α visas också i *figur 7.12, sidan 112*; för snedsågade balkar går krökningsradien $\rightarrow \infty$, därför bör k_p -värdena i *figur 7.12, sidan 112*, tas vid $h_{ap}/r = 0$.

Draghållfastheten vinkelrätt mot fiberriktningen ska sedan reduceras med hänseende till volymeffekten. Enligt Eurokod 5, ska följande villkor uppfyllas:

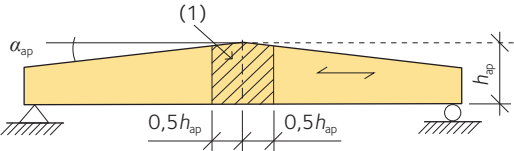
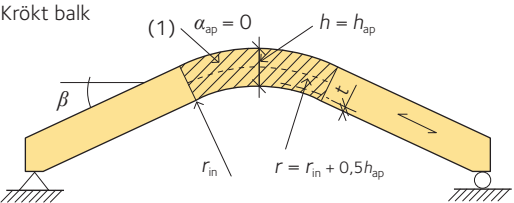
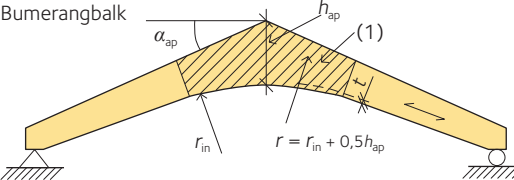
$$7.9 \quad \sigma_{t,90,d} \leq k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t,90,d} = k_{dis} \cdot \left(\frac{0,01}{V}\right)^{0,2} \cdot f_{t,90,d}$$

där $f_{t,90,d}$ är den dimensionerande draghållfastheten vinkelrätt mot fiberriktningen och k_{dis} är en faktor som beaktar effekten av spänningsfördelningen i nockområdet. Värderna på k_{dis} och V för balkar som belastas med en jämnt fördelad last ges i *tabell 7.1, sidan 109*.



Figur 7.9 Värderna för $k_{m,a}$ enligt Eurokod 5 för olika lutningar på den snedsågade kanten; Hållfasthetsklass GL30C, klimatklass 1 eller 2, lastens varaktighet: medellång.

Tabell 7.1 Värderna för k_{dis} och V enligt Eurokod 5 för typiska balktyper.

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)* $\frac{\beta\pi}{180} b (h_{ap}^2 + 2h_{ap}r_{in})$
Bumerangbalk 	1,7	Volym av den krökta delen (1)* $b \left(\sin(\alpha_{ap}) \cos(\alpha_{ap}) (r_{in} + h_{ap})^2 - r_{in}^2 \frac{\alpha_{ap}\pi}{180} \right)$

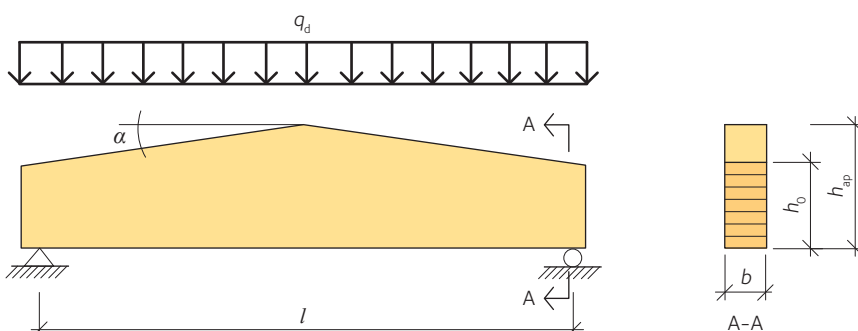
* Större volym för V än 2/3 av balkens totala volym V_b behöver inte användas. Vinklar α och β i grader. "b" avser balkens bredd.

I normala fall omfattar dimensioneringen av snedsågade balkar följande kontroll:

- Böjkapacitet vid avståndet x_0 från upplag.
- Skjuvkapacitet och kapacitet för tryck vinkelrätt mot fiberriktningen vid upplag.
- Tvärdragkapacitet vid nocken.
- Vippning som vanligtvis kontrolleras för en begränsad del av balken, till exempel mellan två sidostagningspunkter.

7.3.2 Preliminär dimensionering av fritt upplagda sadelbalkar belastade med jämnt fördelad last

Detta avsnitt ger allmänna anvisningar för preliminär dimensionering av fritt upplagda sadelbalkar belastade med jämnt fördelad last. I figur 7.10 visas en typisk sådan konstruktion med hänvisning till de geometriska beteckningarna.



Figur 7.10 Exempel på sadelbalk.



Pergola i limträ.

Vid den preliminära dimensioneringen är de följande parametrarna ofta bekanta:

- Den dimensionerande lasten q_d .
- Takvinkeln α (vanligtvis $2 - 6^\circ$).
- Spännvidden l (vanligtvis $\leq 30\text{m}$).

Dessutom är alla materialegenskaper bekanta, eftersom de beror på den valda hållfasthetsklassen, till exempel GL30c.

Den preliminära dimensioneringen resulterar i en uppskattning av tvärsnittsmåtten både vid upplag och vid nock.

Balkens bredd

För att reducera problem med vippning, i synnerhet under montage, ska man inte välja balkbredden mindre än $1/7$ av balkhöjden vid spännviddens fjärdedelspunkt, vilket i sin tur är ungefär $1/20 - 1/15$ av spännvidden. Detta leder till följande balkbredd:

$$7.10 \quad b \approx \frac{l}{140} \dots \frac{l}{110}$$

Balkens höjd

Avgörande för balkens bärförmåga är oftast dess bärförmåga vid böjning i tvärsnittet som befinner sig på avståndet x_0 från upplag, se avsnitt 7.3, sidan 106. För att bestämma avståndet x_0 förutsätts dock att man känner till balkens höjd vid både upplag och nock, vilket man inte gör på förhand. I den preliminära dimensioneringen antas att tvärsnittet x_0 befinner sig vid läget $l/4$ från upplag. Dessutom antas att balkens böjhållfasthet, $f_{m,d}$, vid x_0 i viss mån är reducerad eftersom den övre kanten är snedsågad. En rimlig reduktionsfaktor för lutningar $\alpha < 6^\circ$ är $k_{m,\alpha} \approx 0,9$, se figur 7.9. Med dessa antaganden kan den erforderliga balkhöjden vid upplag och nock uppskattas med hjälp av följande ekvationer:

Balkhöjden vid upplag:

$$7.11 \quad h_0 = \frac{l}{4} \cdot \left(3 \cdot \sqrt{\frac{q_d}{b \cdot (0,9 \cdot f_{m,d})}} - \tan \alpha \right)$$

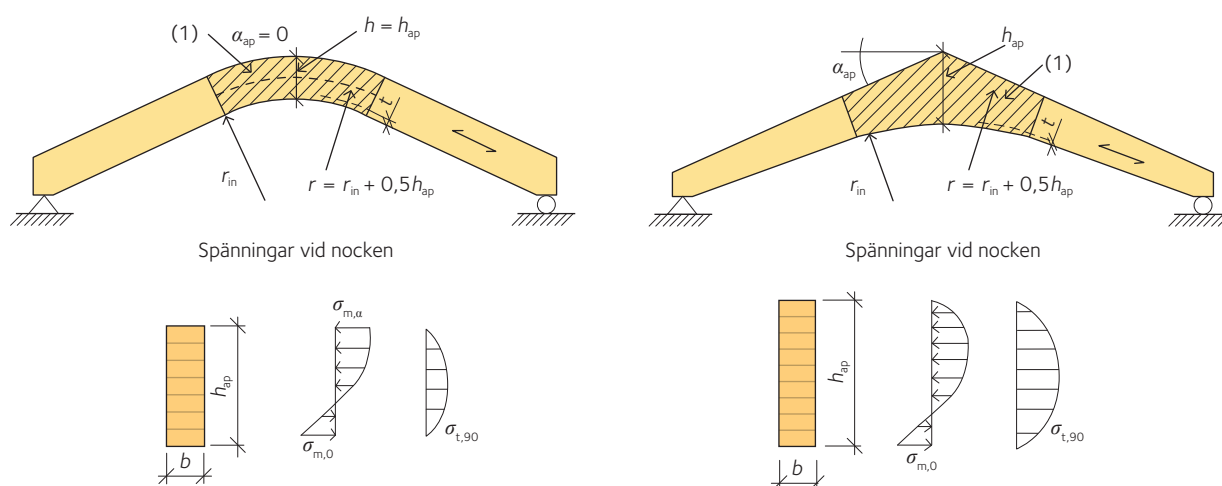
Balkhöjden vid nock:

$$7.12 \quad h_{ap} = \frac{l}{4} \cdot \left(3 \cdot \sqrt{\frac{q_d}{b \cdot (0,9 \cdot f_{m,d})}} + \tan \alpha \right)$$

EKS 10 anger att man ska räkna med osymmetrisk snölast på sadeltak. Vid låga taklutningar blir skillnaden mellan läsidan och lovartsidan liten och en approximation på säkra sidan är att räkna med läsidans last jämnt utbredd över hela balken. Det kan användas för överslagsdimensionering. Vid slutlig dimensionering kan man sedan använda sig av noggrannare beräkningsmetoder.

7.3.3 Krökta balkar och bumerangbalkar

Den största spännvidden för både krökta balkar och bumerangbalkar bör inte överskrida 20 m, vilket huvudsakligen begränsas av dragspänningen vinkelrätt mot fiberriktningen i nockområdet. Också, i syfte att minska risken för fläckning, bör balkens lutning, det vill säga vinkeln α , vara mindre än 15° och för krökta balkar är detta den raka delens lutning.



Figur 7.11 Böjspänningar $\sigma_{m,0}$ och dragspänningar vinkelrätt mot fiberriktningen $\sigma_{t,90}$ för: en krökt balk (vänster) och en bumerangbalk (höger).

Höjden vid upplag bör inte vara mindre än $l/30$ för båda balktyperna. De krökta balkarnas höjd vid nocken är vanligtvis $l/20 - l/15$ och bumerangbalkarnas $l/15 - l/10$. Bredden bör inte vara mindre än $1/7$ av balkhöjden vid spännviddens fjärdedelspunkt. Krökningsradien, r , se figur 7.11, sidan 111, väljs vanligtvis större än 10 m.

Dessa balkars vertikala nedböjning saknar vanligtvis betydelse. Den horisontella förskjutningen vid upplagen kan dock vara förhållandevis stor varför man ska säkerställa att förskjutningen kan ske fritt och att det inte uppstår oförutsedda horisontalkrafter som belastar stödskonstruktionerna, det vill säga väggar eller pelare.

Tvårsnittet med den största böjspänningen befinner sig på avståndet x_0 från upplag. Dess läge kan bestämmas med hjälp av ekvation 7.2, sidan 106. Avgörande för den krökta balkens och bumerangbalkens bärförmåga är vanligtvis dess bärförmåga för dragspänningar vinkelrätt mot fiberriktningen, vilka för det mesta förorsakas av laster som alstras av tyngdkraften, men också av träets fuktvariationer. Dessa spänningar är störst i balkens nockområde, detta område är märkt med (1) i figur 7.11.

Enligt Eurokod 5 kan den dimensionerande dragspänningen vinkelrätt mot fiberriktningen som förorsakas av det dimensionerande böjmomentet vid nocken, $M_{ap,d}$, beräknas enligt följande, se symbolerna i figur 7.11:

$$\sigma_{t,90,d} = k_p \cdot \frac{M_{ap,d}}{W_{ap}} \quad 7.13$$

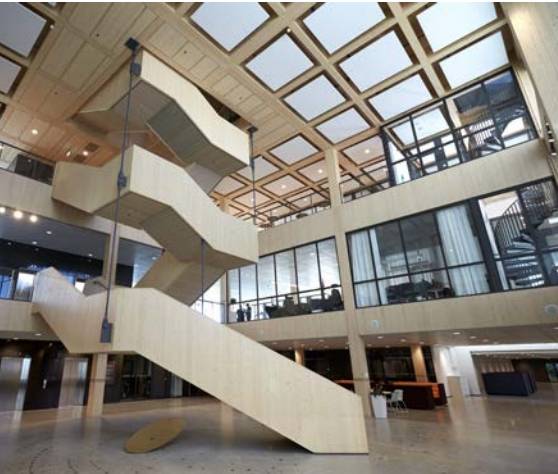
där:

$$k_p = k_5 + k_6 \cdot \left(\frac{h_{ap}}{r}\right) + k_7 \cdot \left(\frac{h_{ap}}{r}\right)^2 \quad 7.14$$

$$k_5 = 0,2 \cdot \tan \alpha_{ap} \quad 7.15$$

$$k_6 = 0,25 - 1,5 \cdot \tan \alpha_{ap} + 2,6 \cdot \tan^2 \alpha_{ap} \quad 7.16$$

$$k_7 = 2,1 \cdot \tan \alpha_{ap} - 4 \cdot \tan^2 \alpha_{ap} \quad 7.17$$



Ulls hus, Uppsala.

k_p är en faktor som bestäms med hjälp av finita elementberäkningar och definieras som förhållandet mellan den dimensionerande spänningen vinkelrätt mot fiberriktningen och den dimensionerande böjspänningen vid nocken. *Figur 7.12* visar värden på k_p som funktion av h_{ap}/r . Separata kurvor är ritade för olika vinklar, α_{ap} , vid nocken. Materialet är limträ i hållfasthetsklass GL30c.

Villkoret för spänningen vinkelrätt mot fiberriktningen är likadant som för snedsågade balkar, se *ekvation 7.9*.

Böjspänningen vid nocken kan ibland vara utslagsgivande för krökta balkar med stor krökningsradie; å andra sidan är den mycket sällan kritisk för bumerangbalkar. Enligt Eurokod 5, kan böjspänningen som förorsakas av det dimensionerande böjmomentet vid nocken, $M_{ap,d}$, beräknas enligt följande:

$$7.18 \quad \sigma_{m,d} = k_l \cdot \frac{M_{ap,d}}{W_{ap}}$$

där:

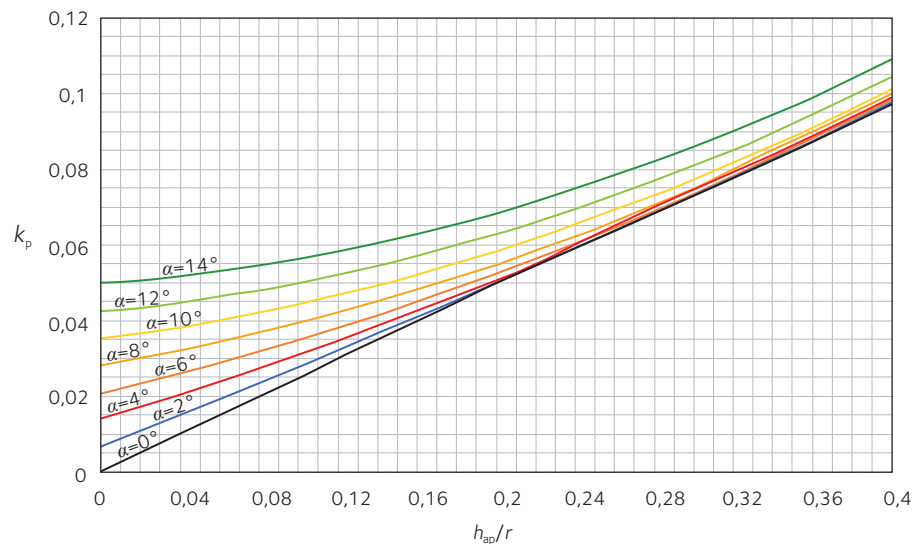
$$7.19 \quad k_l = k_1 + k_2 \cdot \left(\frac{h_{ap}}{r}\right) + k_3 \cdot \left(\frac{h_{ap}}{r}\right)^2 + k_4 \cdot \left(\frac{h_{ap}}{r}\right)^3$$

$$7.20 \quad k_1 = 1 + 1,4 \cdot \tan \alpha_{ap} + 5,4 \cdot \tan^2 \alpha_{ap}$$

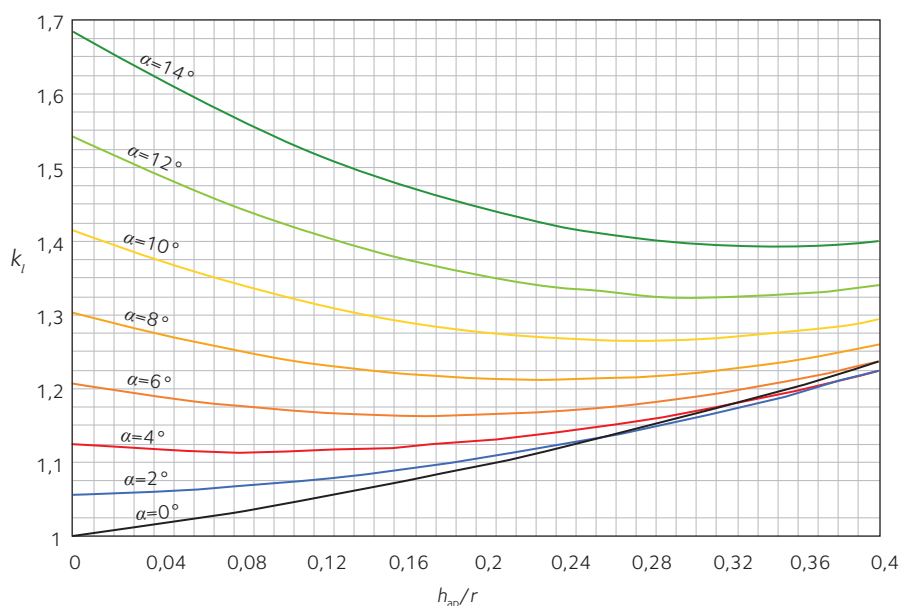
$$7.21 \quad k_2 = 0,35 - 8 \cdot \tan \alpha_{ap}$$

$$7.22 \quad k_3 = 0,6 + 8,3 \cdot \tan \alpha_{ap} - 7,8 \cdot \tan^2 \alpha_{ap}$$

$$7.23 \quad k_4 = 6 \cdot \tan^2 \alpha_{ap}$$



Figur 7.12 Faktorn k_p enligt Eurokod 5 för olika värden på h_{ap}/r , limträ i hållfasthetsklass GL30c.



Figur 7.13 Faktorn k_l enligt Eurokod 5 för olika värden på h_{ap}/r , limträ i hållfasthetsklass GL30c.

Korrektionsfaktorn k_l har bestämts med hjälp av finita elementberäkningar och beaktar balkens geometri. Figur 7.13 visar värden på k_l som funktion av h_{ap}/r . Separata kurvor är ritade för olika vinklar, α_{ap} , vid nocken.

Böjhållfastheten för krökta lameller ska reduceras på grund av egenpåspänningarna som uppkommer vid tillverkningen när lamellerna böjs. Detta kan göras så att grundvärdet för böjhållfastheten, $f_{m,d}$, multipliceras med reduktionsfaktorn k_r .

$$\sigma_{m,d} = k_r \cdot f_{m,d}$$

7.24

Värdet på k_r minskar när förhållandet r_{in}/t minskar, se tabell 7.2.

I normala fall omfattar dimensionering av krökta balkar och bumerangbalkar följande kontroll:

- Böjkapacitet vid avståndet x_0 från upplag, för bumerangbalkar och krökta balkar med varierande tvärsnittshöjd, ibland ska också böjkapaciteten vid nocken kontrolleras.
- Skjuvkapacitet och kapacitet för tryck vinkelrätt mot fiberriktningen vid upplag.
- Tvärdragkapacitet vid nocken.
- Vippning som vanligtvis kontrolleras mellan två sidostagningspunkter, del för del. Krökta balkar kan approximativt antas vara raka mellan två sådana sidostagningspunkter.

Tabell 7.2 Reduktionsfaktorn för böjhållfasthet k_r enligt Eurokod 5 som funktion av förhållandet r_{in}/t , där r_{in} är inre krökningsradien och t är lamelltjockleken.

r_{in}/t	k_r
≥ 240	1
< 240	$0,76 + 0,001 \cdot r_{in}/t$



Frökra kostall, Lyrestad.

7.3.4 Preliminär dimensionering av fritt upplagda krökta balkar och bumerangbalkar belastade med jämnt fördelad last

Detta avsnitt ger allmänna anvisningar för preliminär dimensionering av fritt upplagda krökta balkar och bumerangbalkar belastade med jämnt fördelad last. I *tabell 7.3* ges några relevanta geometriska parametrar som underlättar dimensioneringen.

Som i fallet med sadelbalkar, är den dimensionerande lasten q_d , takvinkeln α och spännvidden l kända parametrar.

Det första steget är att bestämma balkhöjden vid läget för den största böjspänningen, alltså vid $x = x_0$ från upplag. Som i fallet med sadelbalkar antas därför att tvärsnittet x_0 befinner sig vid läget $l/4$ från upplag. Dessutom antas att balkens böjhållfasthet $f_{m,d}$ bör reduceras med en faktor $k_{m,\alpha} \approx 0,9$. Med dessa antaganden kan den erforderliga balkhöjden vid $x = x_0$ uppskattas med hjälp av följande ekvation:

$$7.25 \quad h_{x_0} = \frac{3 \cdot l}{4} \cdot \sqrt{\frac{q_d}{b \cdot (0,9 \cdot f_{m,d})}}$$

Balkhöjden vid upplag och nock kan sedan beräknas så att man betraktar de geometriska förhållandena mellan parametrarna som ges i *figur 7.14*, *sidan 115*.

Osymmetrisk snölast enligt EKS 10 kan behandlas på samma sätt som för sadelbalkar. Man räknar vid överslagsdimensionering med läsidans last jämnt utbredd över hela balken. Vid slutlig dimensionering kan man sedan använda sig av noggrannare beräkningsmetoder.

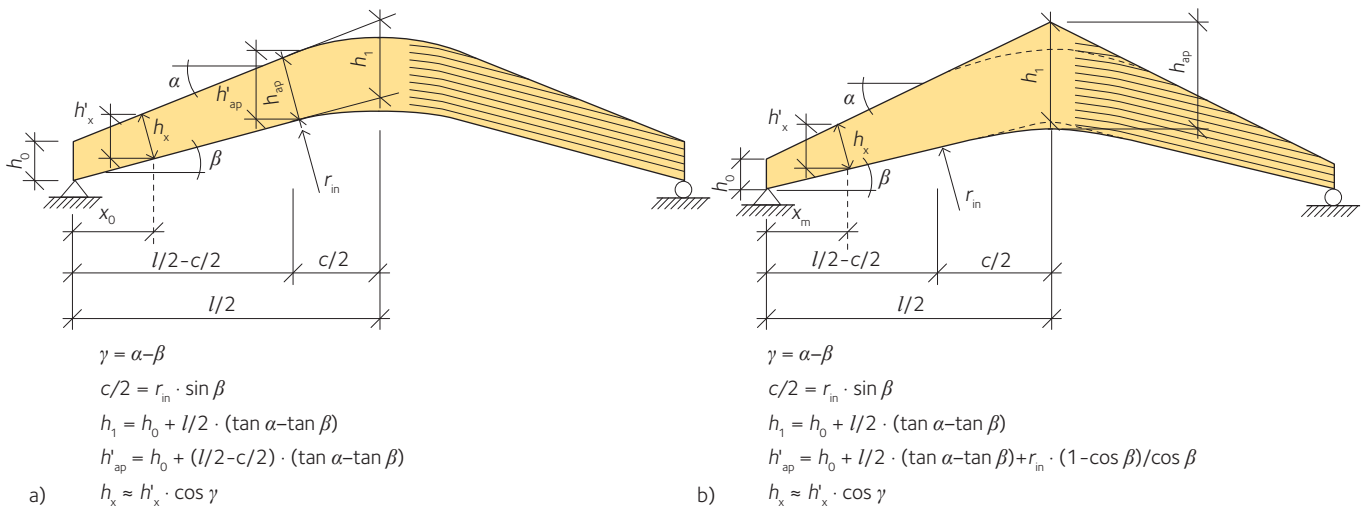
Tabell 7.3 Geometriska parametrar för preliminär dimensionering av krökta balkar och bumerangbalkar.

Balktyp	Bredd b	Höjd vid upplag h_0	Höjd vid nock h_{ap}	Krökningsradie r
Krökt balk	$l/140 - l/120$	$\geq l/30$	$\approx l/17$	$\geq 10\text{m}$
Bumerangbalk	$l/100 - l/80$	$\geq l/30$	$\approx l/13$	$\geq 10\text{m}$

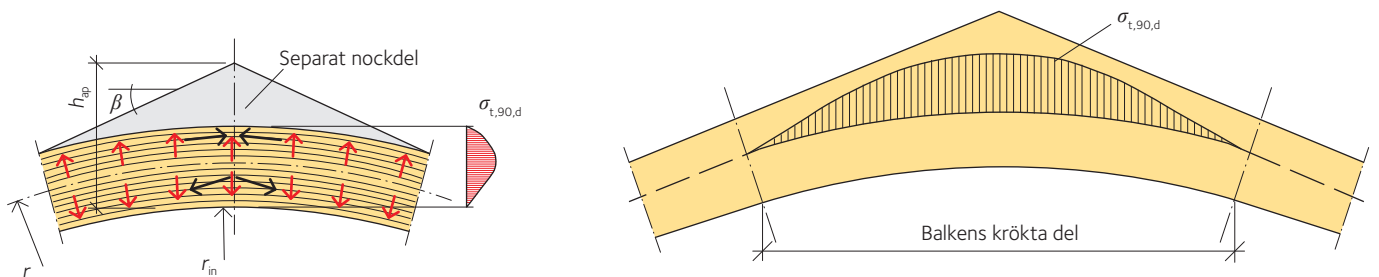
7.4 Förstärkning av sadelbalkar, krökta balkar och bumerangbalkar mot dragspänningar vinkelrätt mot fiberriktningen

I de föregående avsnitten presenterades ekvationer för beräkning av dragspänningar vinkelrätt mot fiberriktningen i nockområdet för krökta balkar, bumerangbalkar och sadelbalkar enligt Eurokod 5. Av dessa tre balktyper är bumerangbalken vanligtvis den som är känsligast för sprickbildning på grund av dragspänningar vinkelrätt mot fiberriktning i nockområdet. Som en första åtgärd för att reducera denna negativa spänningseffekt kan man tillverka balkens nock som en helt separat del. I praktiken betyder detta att balkens nock fästs i den underliggande balken med några enstaka mekaniska fästdon, till exempel skruvar, se figur 7.15. På detta sätt blir bumerangbalkens statiska verkningssätt nästan identiskt med verkningssättet för motsvarande krökt balk, och den erhåller därmed mindre dragspänningar vinkelrätt mot fiberriktningen.

När avståndet från nocken ökar, minskar dragspänningarna vinkelrätt mot fiberriktningen, som i sin tur påverkas av balkens form och lastförhållanden. Figur 7.16 visar en typisk spänningsfördelning i en bumerangbalk utsatt för en jämnt fördelad last.



Figur 7.14 Geometriska förhållanden för a) krökta balkar och b) bumerangbalkar.



Figur 7.15 Bumerangformad balk med en separat nockdel för att reducera dragspänningar vinkelrätt mot fiberriktningen.

Figur 7.16 Typisk dragspänningsfördelning vinkelrätt mot fiberriktningen i en bumerangbalk.

7.4.1 Vanliga förstärkningsmetoder när dragspänningar vinkelrätt mot fiberriktningen är kritiska

Vanligtvis förstärks krökta balkar, bumerangbalkar och sadelbalkar mot dragspänningar vinkelrätt mot fiberriktningen på följande sätt:

- Inre förstärkning.
- Yttre förstärkning.

Den inre förstärkningen kan utföras med:

- Inlimmade skruvar.
- Helgängade skruvar.
- Helgängade träskruvar.

Figur 7.17 visar typiska utföranden för inre förstärkning.

När *inre* förstärkningsteknik används bör man beakta att stängerna eller skruvarna reducerar tvärsnittsarean när dragspänningen vinkelrätt mot fiberriktningen kontrolleras.

Den *yttre* förstärkningen kan utföras med:

- Pålimmad plywood eller pålimmat fanerträ.
- Pålimmade brädor med fiberriktningen vinkelrätt mot balkens fiberriktning.

I det följande ges endast ett dimensioneringsförslag för inre förstärkning. Yttre förstärkning kan dimensioneras på likartat sätt.

7.4.2 Dimensionering av förstärkning

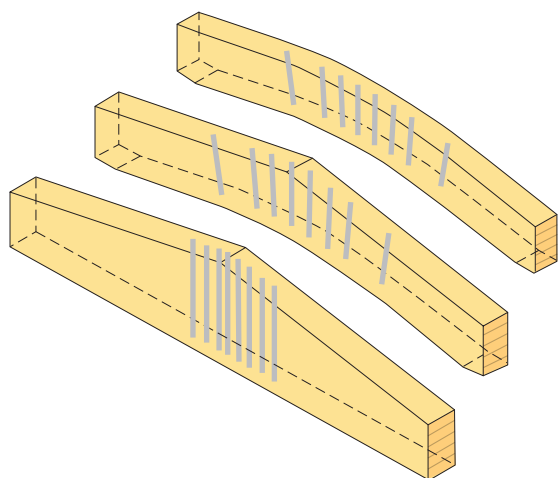
Balken ska förstärkas i de områden där det förekommer betydande dragspänningar vinkelrätt mot fiberriktningen, huvudsakligen där dessa beräknade spänningar överskrider motsvarande hållfasthetsvärden. Förstärkningen placeras i regel som visas i figur 7.19.

Bumerangbalkar och krökta balkar tillverkas vanligtvis så att de har raka partier vid upplagen och krökning i den centrala delen. För sådana balkar uppträder betydelsefulla tvärdragspänningar bara i den krökta delen, se figur 7.16, sidan 115, och förstärkningen placeras därför normalt bara i den krökta delen.

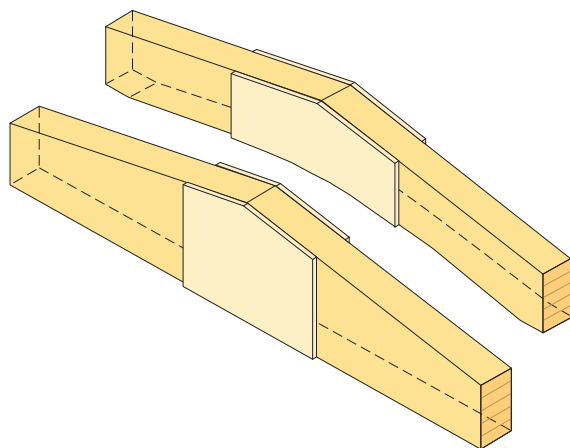
Ibland tillverkas krökta balkar utan några raka delar. I sådana fall behöver man i allmänhet inte förstärka balken över hela dess längd. I vanliga krökta balkar, om krökningsradien inte är alldeles för liten, räcker det med att förstärka balken endast kring nockpartiet, över en längd $l/8$ på ömse sidor om nocklinjen, där l är balkens totala spännvidd. Förstärkningen behövs naturligtvis enbart i de fall där den beräknade tvärdragspänningen överskrider motsvarande dimensionerande spänning.

Om sadelbalkar behöver förstärkas ska förstärkningen placeras i nockområdet symmetriskt i förhållande till spännvidden, på ett område som är ungefär lika långt som balkens höjd vid nocken.

Det följande förslaget beaktar den resulterande dragkraften på följande förenklade sätt. Den maximala tvärdragspänningen antas uppträda i den centrala delen av nockområdet, medan i de yttre fjärdedelarna antas att en tvärdragspänning uppträder som är $2/3$ av den maximala tvärdragspänningen.



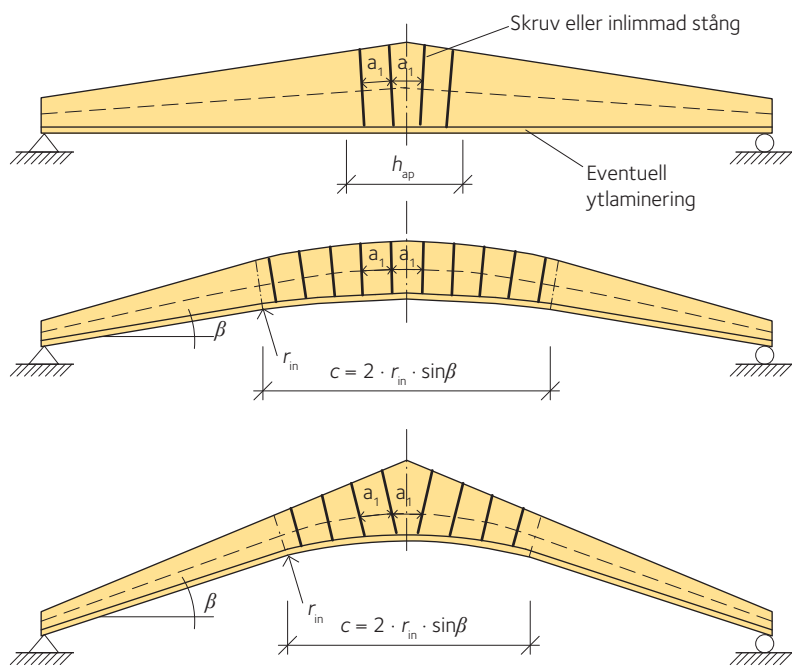
Figur 7.17 Typiska utföranden för inre förstärkning för limträbalkar utsatta för dragspänningar vinkelrätt mot fiberriktningen.



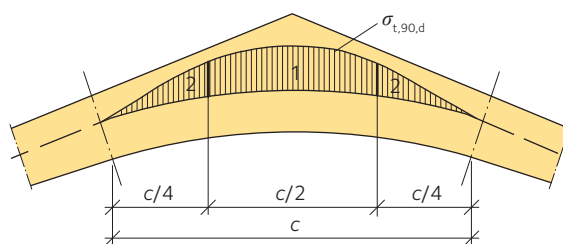
Figur 7.18 Typiska yttre förstärkningssätt för limträbalkar utsatta för dragspänningar vinkelrätt mot fiberriktningen.



Blomstertorget, Linköping.



Figur 7.19 Placering av förstärkning i sadelbalkar, krökta balkar och bumerangbalkar.



Figur 7.20 Definition av "centrala halvan (1)" och "yttre fjärdedelarna (2)" i nockområdet av en bumerangbalk.

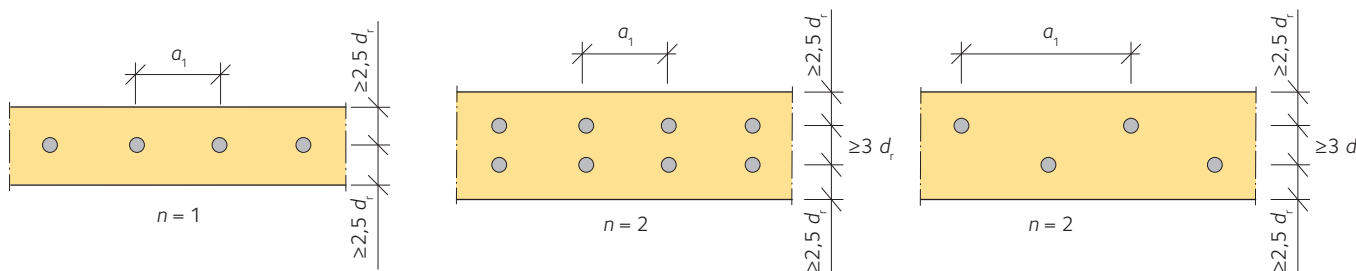
Den dimensionerande tvärdragkraften i förstärkningen, det vill säga kraften i varje enskild skruv, i mitten av nockområdet är sålunda:

$$F_{t,90,d} = \frac{\sigma_{t,90,d} \cdot b \cdot a_1}{n}$$

7.26

där:

- $\sigma_{t,90,d}$ är den dimensionerande dragspänningen vinkelrätt mot fiberriktningen enligt *ekvation 7.13, sidan 111*.
- b är balkens bredd.
- a_1 är avståndet mellan förstärkningsskruvarna längs med balken (rekommenderat avstånd: $250 \text{ mm} \leq a_1 \leq 0,75 \cdot h_{ap}$, där h_{ap} är balkhöjden vid nocken).
- n är antalet förstärkningsskruvar i balkens bredd ($n = 1$ eller 2 , se *figur 7.21*).



Figur 7.21 Definition av "n" och a_1 i *ekvation 7.26* och *ekvation 7.27* ("n" är antalet förstärkningsskruvar i balkens bredd). d_r är förstärkningsskruvens yttre gängdiameter.

7.4 Förstärkning av sadelbalkar, krökta balkar och bumerangbalkar mot dragspänningar vinkelrätt mot fiberriktningen



Centralstationen, Malmö.

För nockområdets yttre fjärdedelar gäller således:

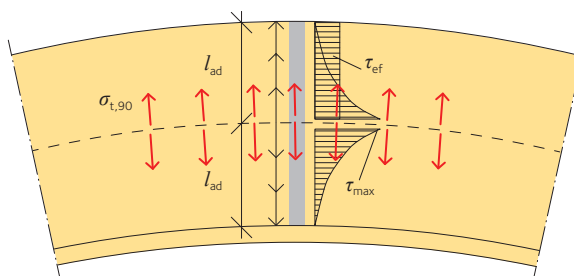
$$7.27 \quad F_{t,90,d} = \frac{2}{3} \cdot \frac{\sigma_{t,90,d} \cdot b \cdot a_1}{n}$$

Dimensioneringsvillkoret som ska uppfyllas är:

$$7.28 \quad F_{t,90,d} \leq R_{ax,d}$$

där $R_{ax,d}$ är det dimensionerande värdet på den inlimmade eller gängade skruvens axiella bärförmåga.

När *ekvation 7.28* används, ska man komma ihåg att dragkraften, $F_{t,90,d}$, överförs med hjälp av skjuvspänningar mellan skruv och trämaterial, vilka inte är jämnt fördelade längs med hela skruven. Dessa spänningar betraktas ändå vanligtvis som om de skulle vara jämnt fördelade, se *figur 7.22*. Därtill belastas skruvens övre del av en dragkraft uppåt medan dess nedre del belastas av en dragkraft neråt. På grund av denna orsak ska skruvens bärförmåga i *ekvation 7.28* vid utdragning bestämmas för en längd som är l_{ad} , se *figur 7.22*. För fullt gängade skruvar eller inlimmade skruvar över hela balkhöjden kan halva skruvlängden användas som värde på l_{ad} .



Figur 7.22 Skjuvspänningar i förstärkningen av en krökt balk.

Fackverk

Ett fackverk är ett bärverk där en eller flera triangelformade enheter byggda av raka eller nästan raka element är förenade i knutar till en bärande konstruktion. Fackverk består av trianglar, som är geometriskt stabila. Vinklarna i en trekant är bestämda och de kan inte bli större eller mindre utan att förbanden brister. En fyrkant kan däremot förskjutas till en parallelogram. I ett plant fackverk ligger alla stänger och knutar i samma plan, medan stängerna och knutarna i ett rymdfackverk bildar en tredimensionell konstruktion. Fackverk av trä är oftast plana och fritt upplagda på två stöd. Denna typ av fackverk behandlas i detta kapitel.

Fackverk av limträ är ekonomiskt fördelaktiga för spännvidder som överskrider 25 – 30 m. En fördel med ett fackverkstak är att installationer som behövs för byggnadens funktion kan dras mellan fackverkets diagonaler och vertikaler.

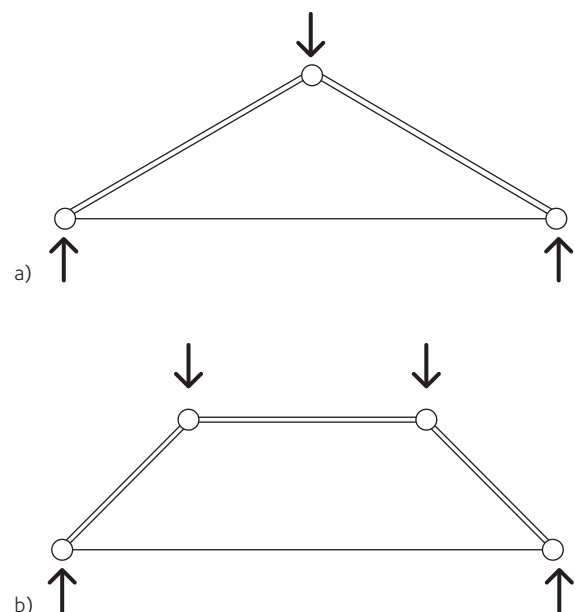
När spännvidden är stor och själva taket består av en lätt konstruktion, kan fackverken placeras med 5 – 12 m inbördes avstånd, vanligtvis med takåsar med 1,2 – 2,4 m inbördes avstånd och ovanpå dem ofta profilerad stålplåt. Alternativt kan man utelämna takåsarna och i stället ha grövre profilerad plåt direkt på fackverken. För bättre ekonomi brukar man öka avståndet mellan fackverken när spännvidden är större.

8.1 Fackverksgeometri

Fackverkets strukturella funktion är att uppta laster från angreppspunkter, vanligtvis takåsar, och överföra dem till upplagspunkterna så effektivt och ekonomiskt som möjligt. Effektiviteten beror på valet av lämplig fackverkstyp med beaktande av de arkitektoniska kraven och lastförhållandena. Typiska idealiserade fackverkstyper för två olika lastfall skisseras i *figur 8.1*.

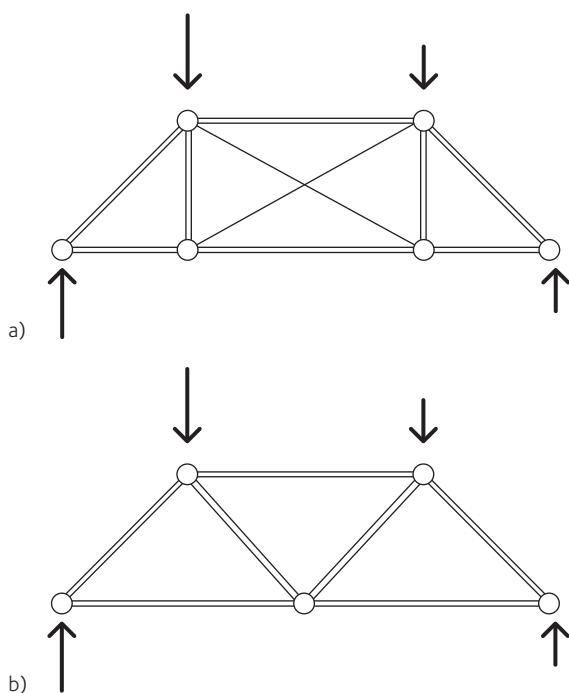
När belastningen verkar symmetriskt (särskilt viktigt för formen i *figur 8.1 b*), som är en fyrledsram och därför instabil) kan lasten överföras utan inre livstänger, eftersom momentdiagrammet överensstämmer med konstruktionens geometri. Olyckligtvis är det sällan möjligt att använda en sådan form utan livstänger, eftersom osymmetriska lastförhållanden nästan alltid kan uppstå som följd av snö, vind och permanenta laster. Osymmetriska lastförhållanden kan också uppstå som följd av tillverknings- och montageoleranser. Konstruktören bör ändå försöka använda en fackverksform som så mycket som möjligt liknar det ideala momentdiagrammet och använda ett livstängssystem som kan uppta den osymmetriska belastningen. På detta sätt blir krafterna i de inre stängerna och deras förband små och utformningen enkel och ekonomisk. Två möjliga livstängssystem för exemplet i *figur 8.1 b*) visas i *figur 8.2*.

- 8.1 Fackverksgeometri 119
 - 8.1.1 Parallellfackverk 120
 - 8.1.2 Sadelformade fackverk 121
 - 8.1.3 Parabelfackverk och bukformade fackverk 121
 - 8.1.4 Stångkrafter 122
- 8.2 Preliminär dimensionering 123
 - 8.2.1 Preliminär dimensionering av stängerna 124
 - 8.2.2 Allmänna regler för dimensionering av stänger 125
- 8.3 Beräkning av krafter i stänger och förband 126
- 8.4 Kontroll i bruksgränstillstånd 128
- 8.5 Detaljer 129



Figur 8.1 Exempel på idealiserade fackverksformer för två olika lastfall.

- a) Ett stabilt treledsfackverk,
- b) en instabil fyrledsmekanism.



Figur 8.2 Exempel på livstängssystem för osymmetriska lastförhållanden.

Begreppsförklaringar:

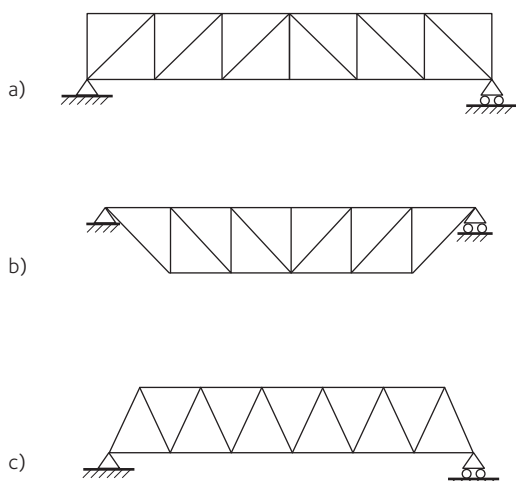
Ramstänger = stänger som upptill och nedtill begränsar ett vertikalt fackverk.

Livstänger = stänger som förenar ramstängerna sinsemellan.

Vertikaler = livstänger som går vinkelrätt mot en ramstäng.

Diagonaler = snedställda livstänger.

Transversaler = tvärgående stänger.



Figur 8.3 Exempel på parallellfackverk.

a) Tryckta diagonaler, så kallade Howes fackverk,

b) dragna diagonaler, så kallade Pratts fackverk,

c) alternerande tryckta och dragna diagonaler, så kallade Warrens fackverk.

Om den önskade arkitektoniska formen avviker från den optimala strukturella formen, kan stora spänningar uppstå i livstängerna och deras förband. Ekonomi kan i detta fall uppnås så att livstängssystemet väljs utgående från en ekonomisk balans mellan materialåtgång och tillverkningskostnader. För detta ändamål ska följande synpunkter beaktas:

- Antalet förband ska vara så litet som möjligt eftersom tillverkningen av varje förband är kostsam och dessutom ökar varje knutpunkts eftergivlighet i allmänhet fackverkets totala nedböjning.
- De tryckta ramstängerna och livstängerna ska inte vara för slanka.
- Böjmoment i ramstängerna bör hållas så små som möjligt.
- Vinklarna mellan livstänger och ramstänger ska inte vara för små.

Transportmöjligheterna begränsar ofta fackverkets höjd eller spännvidd. Om fackverket är högre än 3 m eller längre än 20 – 25 m måste transporten planeras noggrant. Transportproblem kan vanligtvis lösas så att fackverket levereras delvis eller helt demonterat.

Stora fackverks stänger kan vara skarvade på ett eller flera ställen. I vissa fall kan hela montaget utföras på byggarbetsplatsen, även om det alltid är att föredra att förmontage görs på tillverkningsorten så att man kan säkerställa att delarna passar ihop. Efter förmontaget demonteras fackverket för transport om så krävs.

Fackverk med lutande överram och stor spännvidd, som till exempel sådant som i *figur 8.4 c*), *sidan 121*, kan tillverkas i två halvor som sedan sätts samman på byggarbetsplatsen med ett separat centralt dragband.

Det finns ett stort antal alternativa utföranden för de allmänna fackverksformerna. En av de vanligast förekommande formerna för ett fackverk är den så kallade treledstakstolen, som behandlas i *kapitel 9*, *sidan 131*. Några andra allmänt använda former beskrivs i de följande avsnitten.

8.1.1 Parallellfackverk

För långa spännvidder på ungefär 25 – 30 m används parallellfackverk ofta som alternativ till raka limträbalkar, när dessa kan bli oekonomiska. Livstängslasterna är ofta mycket stora, vilket kan medföra svårigheter att utforma lämpliga förband. Livstängerna placeras vanligtvis så att diagonalerna är tryckta, så kallade Howes fackverk, se *figur 8.3 a*), eller dragna, så kallade Pratts fackverk, se *figur 8.3 b*) eller alternerande tryckta och dragna, så kallade Warrens fackverk, se *figur 8.3 c*).

Fördelen med tryckta diagonaler framför dragna är att förbanden mellan diagonalerna och ramstängerna är förhållandevis enkla att utföra, eftersom en del av kraften kan överföras med hjälp av kontakttryck. Nackdelen är att de relativt långa tryckta diagonalerna är benägna att knäckas. Pratts fackverk har fördelen att de också kan stödas vid överramens ändar, som visas i *figur 8.3 b*). Det betyder att fackverkets tyngdpunkt ligger nedanför linjen mellan de två upplagen. Detta förenklar montage, eftersom fackverkets egentyngd balanserar dess eventuella skevhet.

Parallellfackverk utformas ofta med en överhöjning som motsvarar ungefär hela nedböjningen förorsakad av egentyngheten plus halva nedböjningen förorsakad av huvudlasten som till exempel snölasten.

8.1.2 Sadelformade fackverk

När lasten är jämnt fördelad överensstämmer fackverkets geometri med lutande överram förhållandevis bra ihop med momentdiagrammet, och de är ofta lämpliga för traditionell takkonstruktion som till exempel takåsar och profilerad stålplåt. En del av belastningen överförs av överramen direkt till upplagen, medan livstängerna överför relativt små till medelstora krafter, och förbanden kan vanligtvis utan svårigheter dimensioneras att överföra dessa krafter. Om fackverket har horisontell underram, kan livstängerna ordnas såsom visas i figur 8.3. I figur 8.4 visas några olika typer av sadeltakstolar.

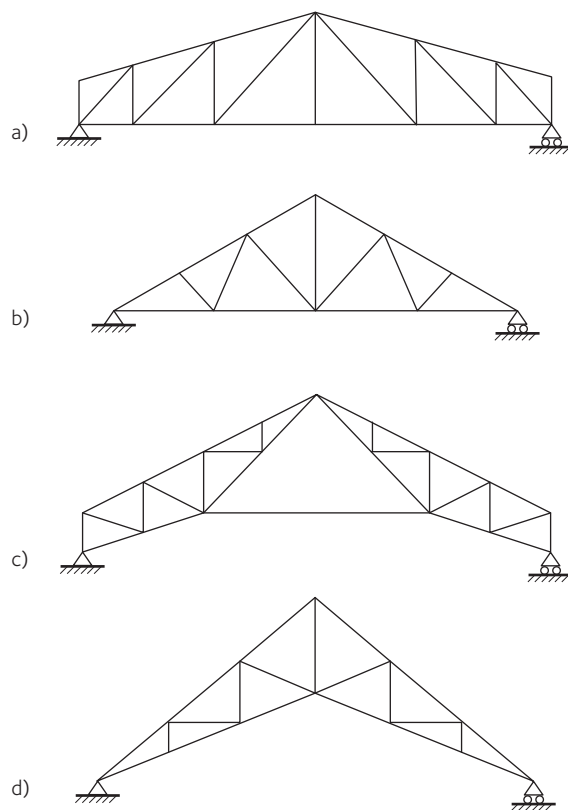
Sadeltakstolar kan ha förhöjd underram så att den fria höjden är större i mitten, se figur 8.4 c) och d). Den här sortens takstolar kan med fördel användas i exempelvis lagerutrymmen med ingång i gaveln.

8.1.3 Parabelfackverk och bukformade fackverk

För stora spännvidder kan både parabelfackverk och bukformade fackverk vara fördelaktiga, se figur 8.5.

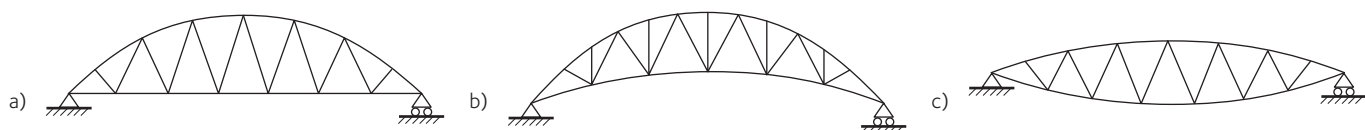
När lasten är jämnt fördelad och när det inte finns stora koncentrerade laster bär fackverkets ramar nästan hela lasten. Detta innebär att livstängerna utsätts för mycket små krafter och förbanden mellan diagonalerna och ramstängerna blir mycket enkla och billiga. En limträkonstruktion med det här statiska systemet kan med lätthet uppnå en spännvidd över 60 – 70 m.

Från statisk synpunkt är en parabelformad profil det mest effektiva valet när lasten är jämnt fördelad. Den praktiska tillverkningen blir vanligtvis enklare om ramstängerna bildar en cirkelbåge – ibland är detta nödvändigt. Parabelfackverkets överram och båda ramarna i ett båtformat fackverk består ofta av två eller flera krökta limträelement med momentstyva förband. Parabelfackverkets underram består oftast av ett antal stålstänger.



Figur 8.4 Exempel på sadeltakstolar.

- a) Trapetsformad takstol, så kallad Howes fackverk,
- b) triangelformad takstol,
- c) triangelformad takstol med förhöjd underram,
- d) saxformad takstol.



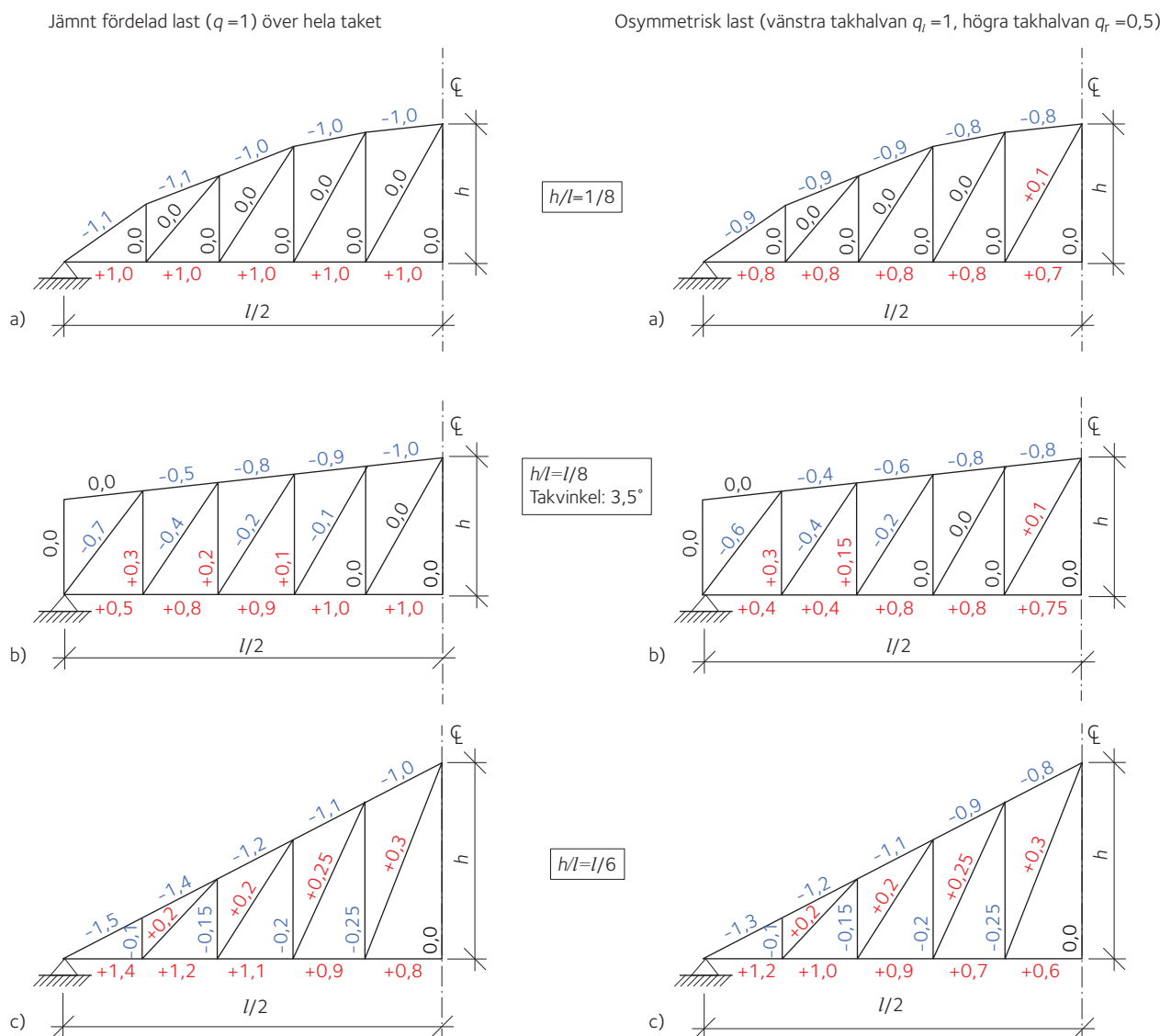
Figur 8.5 Exempel på parabelfackverk och bukformat fackverk.

- a) Parabelfackverk med horisontell underram,
- b) parabelfackverk med förhöjd underram,
- c) fiskbuchsformat fackverk.

8.1.4 Stångkrafter

Som konstaterats tidigare har valet av konstruktionstyp stor inverkan på normalkrafterna i fackverkets stänger. För att illustrera detta visas i figur 8.6 kraftkoefficienterna för tre grundtyper av fackverk med ett typiskt förhållande mellan spännvidd och konstruktionshöjd. Dessa koefficienter indikerar storleken på kraften i en stång som förhållandet $N/(q \cdot l)$, där N är kraften i stången, q är en jämnt fördelad enhetslast och l är fackverkets spännvidd. Den vänstra sidan i figuren visar stångkrafterna för fritt upplagda fackverk med en jämnt fördelad enhetslast ($q = 1$). Den högra sidan visar stångkrafterna för ett likadant fackverk som belastas osymmetriskt ($q_l = 1$ på vänstra halvan av spannet och $q_r = 0,5$ på högra halvan av spannet). Röda siffror indikerar dragkrafter medan blå siffror indikerar tryckkrafter (vid nedåtriktad belastning).

Som visas i figur 8.6, är dragkrafterna och tryckkrafterna nästan konstanta längs med hela över- och underramen i ett parabelformat



Figur 8.6 Storleken på stångkrafterna i tre olika fackverkstyper: a) Parabelformad takstol, b) trapetsformad takstol och c) triangelformad takstol. Vänster: jämnt fördelad enhetslast ($q = 1$). Höger: osymmetrisk last ($q_l = 1$ på vänstra halvan av spannet och $q_r = 0,5$ på högra halvan av spannet).

fackverk. Detta betyder att livstängerna (vertikalerna och diagonalerna) blir nästan obelastade. Därför blir förbanden, bortsett från det som förenar över- och underramen vid upplag och eventuella montageförband i underramen, förhållandevis kostnadseffektiva.

Stora normalkrafter i diagonalerna uppstår i trapetsformade fackverk, särskilt närmast upplagen. Därför kan deras förband vara ganska komplicerade. Dessutom ska uppmärksamhet fästas vid knäckning av diagonalerna.

I sadelfackverk uppstår förhållandevis små krafter i livstängerna. I överramen och underramen uppstår ändå mycket stora krafter nära upplagen.

Man bör vara uppmärksam på att för vissa lastfall med snöanhopningar, såsom en triangulär last på vardera fackverkshalvan, kan stångkrafterna avvika mycket från dem som visas i figur 8.6, sidan 122.



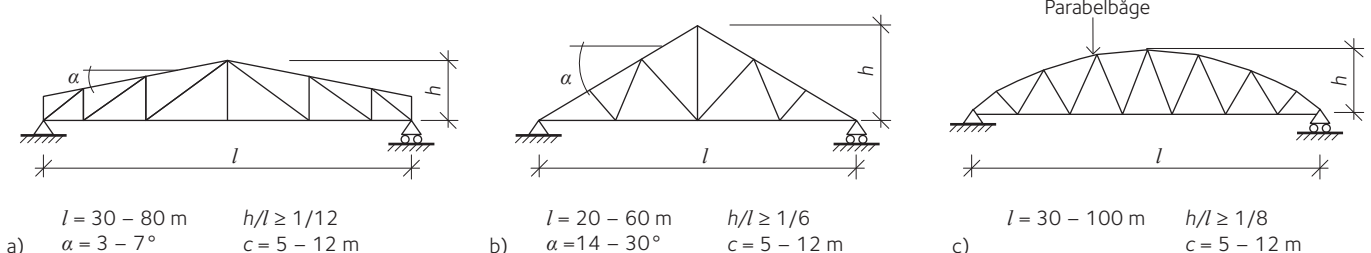
IKSU Sport, Umeå.

8.2 Preliminär dimensionering

I allmänhet bestämmer arkitekturen takets form och lutning. Behovet av installationer som ventilationskanaler, som ska kunna dras genom fackverket, kan också inverka på profilvalet. Av ekonomiska orsaker bör ändå tumreglerna för höjd-spännviddförhållandet, maximal spännvidd och motsvarande följas. Figur 8.7 ger anvisningar för preliminär dimensionering av tre fackverkstyper.

Vid den preliminära dimensioneringen bör man komma ihåg följande:

- Sekundärkonstruktionen, till exempel takåsarna vinkelrätt mot fackverken, ska vara kompatibel med fackverkets utformning så att krafterna överförs till fackverket så nära knutpunkterna som möjligt.
- Av ekonomiska skäl föredras ofta fackverk med tryckta diagonaler, som till exempel Howes fackverk, när lasterna är måttliga. Om diagonalerna är dragna ska knutpunkterna överföra dragkrafter. Knutpunkter i träkonstruktioner som ska överföra dragkrafter är vanligtvis ganska komplicerade och tidskrävande att montera och de kräver nästan alltid ståldelar för kraftöverföring. Å andra sidan, om diagonalerna är tryckta kan de överföra kraften till vertikala och horisontella stänger med hjälp av anliggning och de blir i regel tillräckligt grova för att de ska vara mindre benägna för knäckning än till exempel stålstänger. När kraften är mycket stor är kraftöverföring genom anliggning ofta inte möjlig. I sådana fall kan man ändå undvika ståldelar i förbanden och då saknar det större betydelse från ekonomisk synpunkt om diagonalerna är dragna eller tryckta.
- För att säkerställa bra effektivitet bör vinkeln mellan diagonalerna och ramarna vara nära $45^\circ \pm 15^\circ$.



Figur 8.7 Preliminär dimensionering av tre olika fackverkstyper. "c" är fackverkens centrumavstånd.



Elmia, Jönköping.

8.2.1 Preliminär dimensionering av stängerna

Stängernas tvärsnittsarea kan preliminärt bestämmas med hjälp av en förenklad analys där man antar att stängerna är ledat infästade utan excentricitet. Detta möjliggör snabb uppskattning av stångkrafterna som sedan kan användas vid den preliminära dimensioneringen. Det statiska systemet som används vid preliminär dimensionering av två typiska fackverk visas i *figur 8.8*. Uppskattning av stångkrafterna i *figur 8.8* är ofta på den säkra sidan eftersom det har antagits att stängerna är fullständigt ledat infästade.

Triangelformat fackverk

De största krafterna uppstår i stängerna närmast stöden. En jämviktsbetraktelse av leden närmast stödet ger den största dragkraften:

$$8.1 \quad B_{\max} = \frac{(3q_1 + q_2)l}{8 \cdot \tan \alpha}$$

Den största tryckande kraften är:

$$8.2 \quad H_{\max} = \frac{(3q_1 + q_2)l}{8 \cdot \sin \alpha}$$

För de vanligaste triangelformade fackverken är kraften i den mest belastade livstängungen ungefär $1/5 - 1/3$ av H_{\max} .

Fackverk med tryckta diagonaler, så kallade Howes fackverk

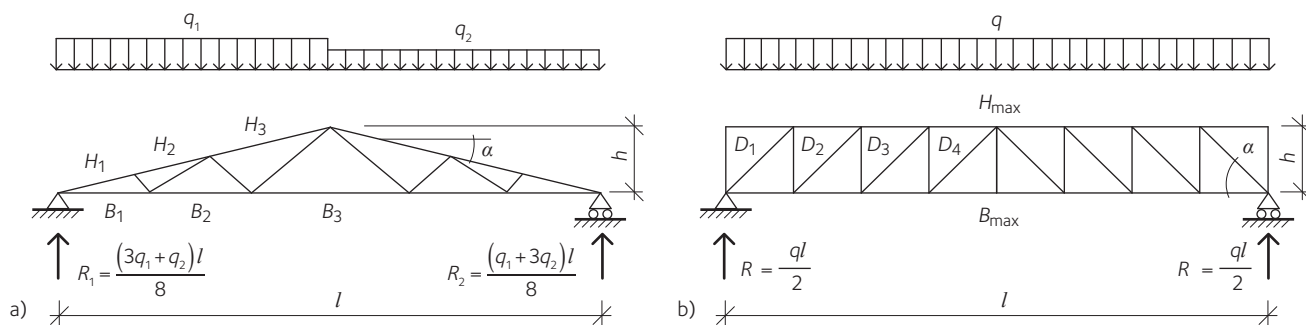
Ramstängernas största krafter förekommer i mitten av spännvidden. Den största dragkraften B_{\max} och tryckkraften H_{\max} kan uppskattas vara:

$$8.3 \quad B_{\max} = H_{\max} = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot h}$$

Den största kraften i livstängerna förekommer i diagonalerna närmast stöden. Med hjälp av en jämviktsbetraktelse fås:

$$8.4 \quad D_{\max} = D_1 = \frac{q \cdot l}{2 \cdot \sin \alpha}$$

När de största krafterna har uppskattats kan stängerna dimensioneras. Nedan diskuteras vissa allmänna regler som berör dimensionering av fackverk.



Figur 8.8 Statiskt system som används i den preliminära dimensioneringen av

a) sadelfackverk

b) fackverk med tryckta diagonaler, så kallat Howes fackverk.

8.2.2 Allmänna regler för dimensionering av stänger

Förhållandet mellan fackverksstängernas bredd och höjd bör väljas så att man beaktar den förbandstyp som kommer att användas i fackverkets knutpunkter. Som exempel kan tas ett förband utfört med inslitsade plåtar fästade med dymlingar, vilket man ofta gör i knutpunkter för fackverk med stor spännvidd, se figur 8.9. För att öka knutpunktens bärförmåga är det ofta nödvändigt att använda flera inslitsade plåtar i bredd, vilket förutsätter att tvärsnittet är tillräckligt brett så att plåtarna får plats.

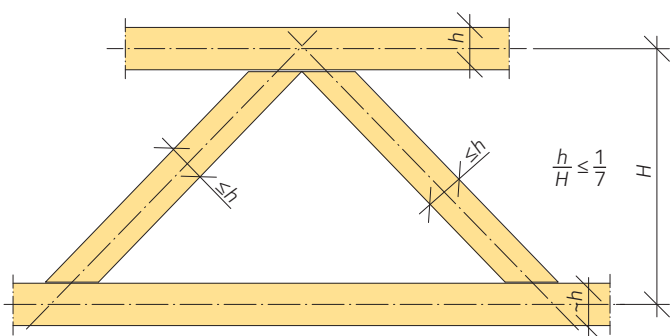
Den enskilda stängens böjstyvhet i fackverkets plan bör vara förhållandevis liten jämfört med böjstyvheten för det sammansatta fackverket. I sådana fall blir böjmomenten vid knutpunkterna små och kan normalt negligeras. Sålunda kan fackverkets knutpunkter med tillfredsställande noggrannhet approximeras att vara leder. Antagandet att böjstyvheten för stängerna är liten jämfört med böjstyvheten för det monterade fackverket uppfylls normalt om ramstängernas tvärsnittshöjd inte överstiger $1/7$ av fackverkets konstruktionshöjd, se figur 8.10.

Av denna orsak används nästan kvadratiska tvärsnitt för de tryckta stängerna och kvadratiska eller rektangulära tvärsnitt för de dragna stängerna (den längre sidan vinkelrätt mot fackverkets plan). Valet av förhållandevis smala tvärsnitt (i fackverkets plan) har fördelen att det blir lättare att utforma knutpunkten utan excentricitet.

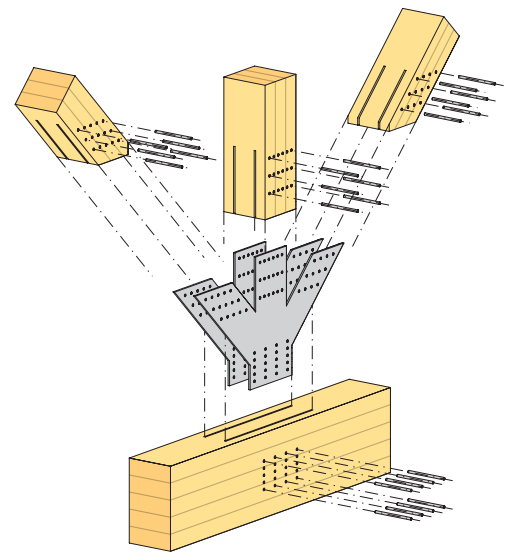
Man bör alltid undvika excentricitet i knutpunkterna, huvudsakligen för att minska risken för sprödbrott förorsakad av dragspänningar vinkelrätt mot fiberriktningen, vilka i sin tur förorsakas av sekundära böjmoment, se figur 8.11. Detta innebär att alla systemlinjer ska korsa varandra i en och samma punkt. En väl utförd preliminär dimensionering möjliggör ofta att excentricitet i knutpunkterna kan undvikas.

Vid dimensionering är det mycket viktigt att beakta att slitsar och skruvhål reducerar bärförmågan, särskilt för dragna stänger. För att beakta hålen och slitsarna kan man i regel vid preliminär dimensionering anta att de dragna stängernas nettotvärsnittsarea A_{net} är 60 – 80 procent av bruttotvärsnittsarean A . Det är vanligt att $A_{\text{net}} = 0,7 \cdot A$.

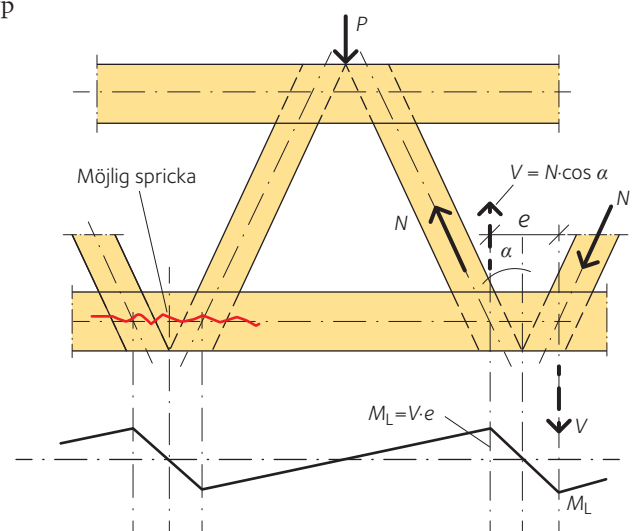
Valet av stängernas tvärsnitt och knutpunktens förbandstyp påverkas ofta av konstruktionens erforderliga brandmotstånd. Vanligtvis krävs minst brandklass R30.



Figur 8.10 Val av förhållandet mellan stängernas tvärsnittshöjd och fackverkets konstruktionshöjd i syftet att minska inverkan av böjmoment.



Figur 8.9 Typisk fackverksknutpunkt med inslitsade plåtar och dymlingar.



Figur 8.11 Ett dåligt exempel på ett fackverk med excentricitet i knutpunkterna. I figuren visas också ett diagram över momentet i underramsstängens mittpunkt som uppstår på grund av excentricitet i knutpunkterna och läget för en eventuell spricka förorsakad av dragning vinkelrätt mot fiberriktningen.

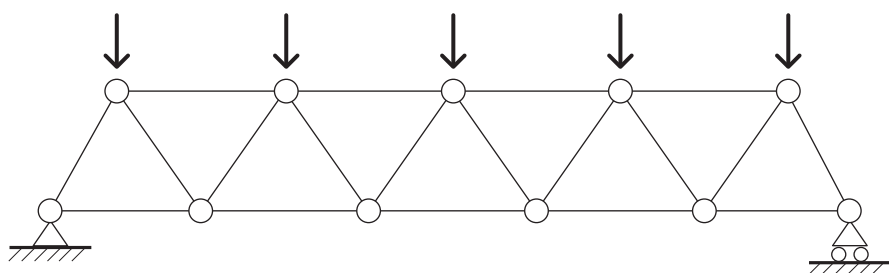
8.3 Beräkning av krafter i stänger och förband

Ett felfritt fackverk kan beskrivas som ett statiskt system med "perfekta" momentfria leder i varje knutpunkt, ingen excentricitet i knutpunkterna och endast "punktlaster" i knutpunkterna, se figur 8.12. I en sådan modell förekommer endast axialkrafter i stängerna och inga moment respektive tvärkrafter.

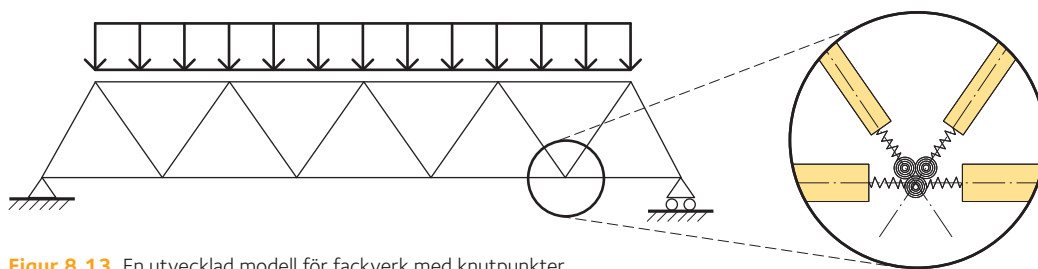
I träkonstruktioner förekommer mycket sällan sådana idealförhållanden. Till exempel förorsakar förbanden en viss rotationsstyvhet. Dessutom sker en viss förskjutning i förbanden. För övrigt är både över- och underramen oftast kontinuerliga konstruktionsdelar och inte ledade i skärningspunkterna med livstängerna. En mera utvecklad beräkningsmodell förutsätter att knutpunkterna fungerar som fjädrar i relation till rotation och förskjutning, se figur 8.13.

En noggrann uppskattning av förbandets styvhet i relation till rotation och förskjutning är nästan omöjlig att göra i praktiken. Därför rekommenderas att ett övre och ett undre gränsvall analyseras, nämligen: ett statiskt system med livstängerna ledat infästade, figur 8.14 a), eller ett statiskt system med livstängerna fast inspända i ramstängerna, figur 8.14 b).

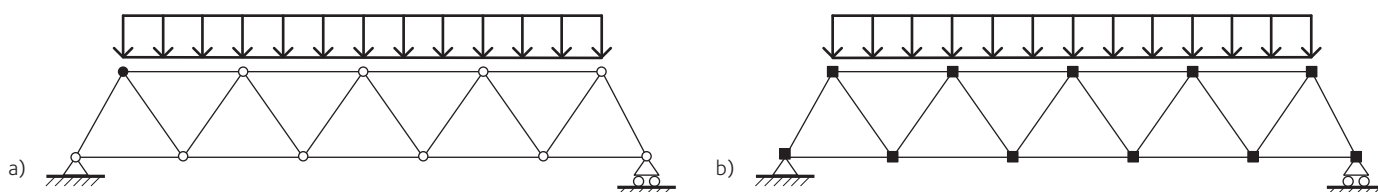
Dimensioneringen av stängerna kan utföras så att man väljer det mest kritiska spänningsförhållandet av fallen a) och b) i figur 8.14.



Figur 8.12 Schematisk framställning av ett "idealt" fackverk belastad endast i de ledade knutpunkterna.



Figur 8.13 En utvecklad modell för fackverk med knutpunkter som fungerar som fjädrar i relation till rotation och förskjutning.



Figur 8.14 Statiska system som bör analyseras när man uppskattar gränsvärden för stångkrafter och moment. Båda fackverken har kontinuerliga ramstänger. a) Fackverk med ledade livstänger, b) fackverk med fast inspända livstänger.

Stängerna kan vara enkla eller sammansatta. Ofta kombineras dubbla ramstänger med enkla livstänger. Tryckta limträstänger kombineras ibland med dragna stänger av stål, se figur 8.19.

Vid dimensionering av de dragna stängerna ska man beakta tvärsnittsareans reduktion på grund av skruvhål och motsvarande. Utrymmebehovet för knutförbanden är ofta kritiskt för stängernas storlek.

Normalt dimensioneras knutförbanden endast för axiella krafter. Man borde ändå öka de beräknade axialkrafterna med ungefär 10 – 15 procent för att beakta en möjlig (oplanerad) excentricitet och böjstyvhet i förbandet.

Knäckning av tryckta stänger

Tryckta stänger och stänger som utsätts både för tryckkraft och för böjmoment, vanligen fackverkets överram, ska dimensioneras enligt kapitel 4, sidan 53. Knäckningsrisken både i och ut ur fackverkets plan ska beaktas.

För ramstängerna och för livstängernas knäckning ut ur planet kan knäcklängden l_{cr} antas vara lika med systemlängden l . Systemlängden i planet är avståndet mellan knutpunkterna. Vid knäckning ut ur planet är systemlängden avståndet mellan punkter som är stagade i tvärlängd.

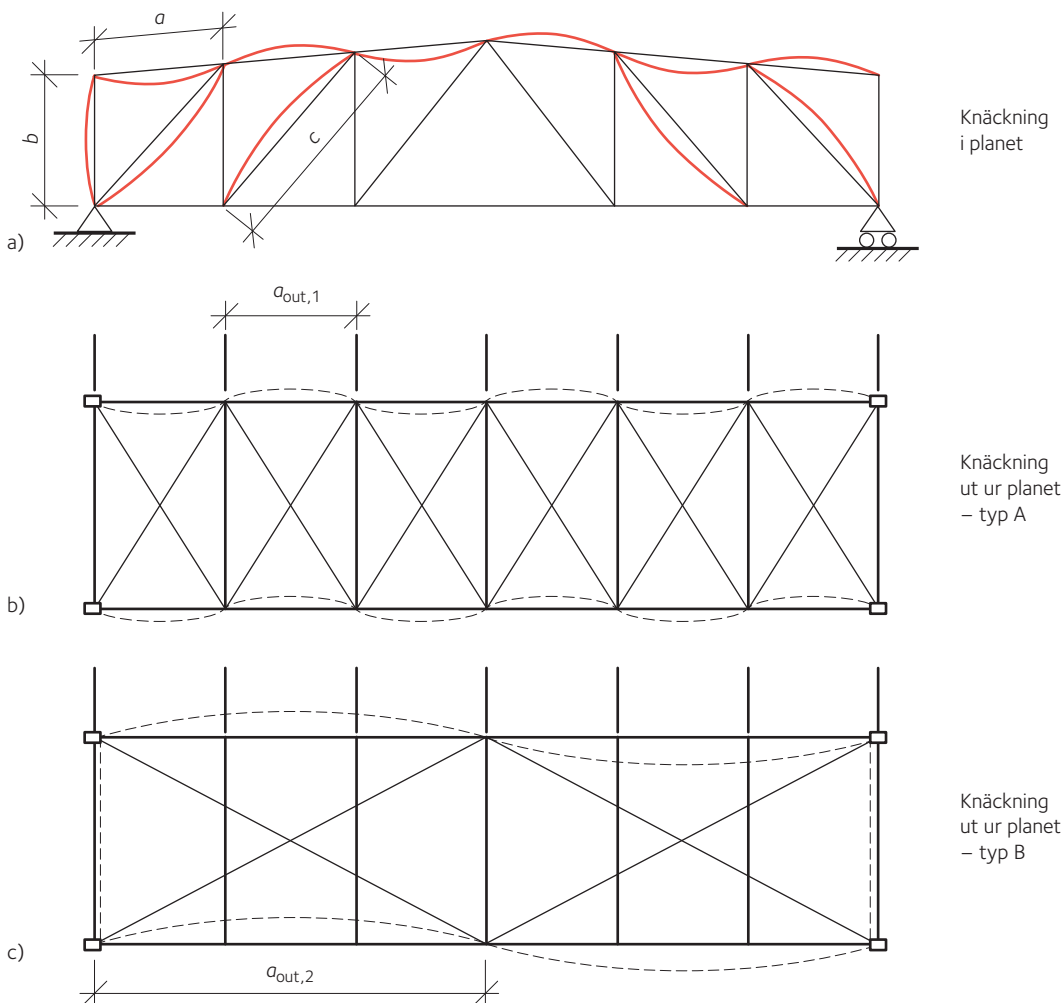
Tabell 8.1 Fackverksstängernas knäcklängder.

Stång	Knäcklängd l_{cr}	
	I plan	Ut ur plan
Överram	a	$a_{out,1}$ eller $a_{out,2}$
Vertikal	b	b^1
Diagonal	c	c^2

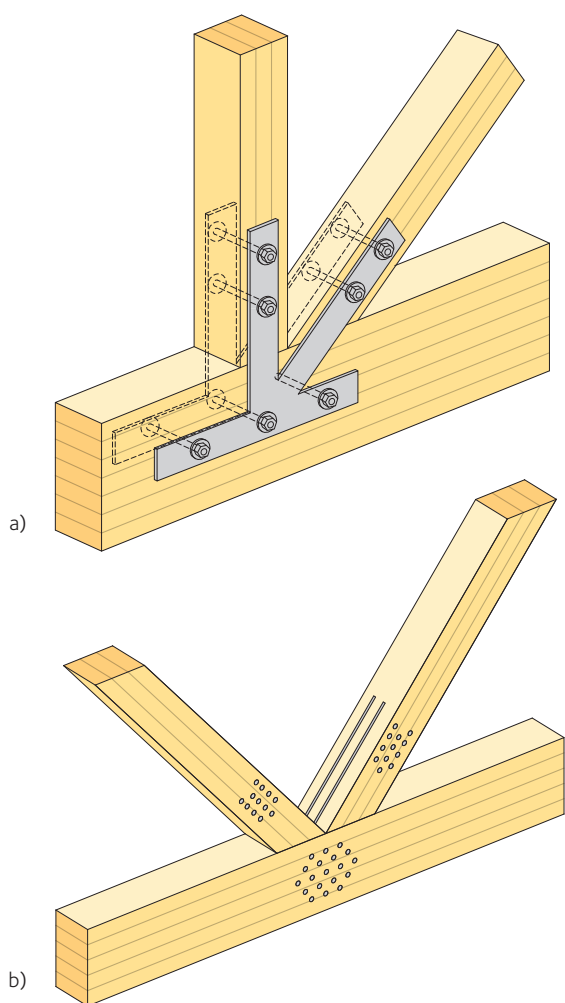
¹ För knutpunkter med till exempel en grupp av fästdon av dymlingstyp, $l_{cr} = 0,9 \cdot b$.

² För knutpunkter med till exempel en grupp av fästdon av dymlingstyp, $l_{cr} = 0,9 \cdot c$.

Symbolerna som i figur 8.15.



Figur 8.15 Exempel på hur man uppskattar den teoretiska knäcklängden för fackverksstänger.



Figur 8.16 a) Fackverksknutpunkt med utanpåliggande stålplåtar fästade med skruvar.
b) Fackverksknutpunkt med inslitsade plåtar och dymlingar.

Vid dimensionering av livstängerna mot knäckning i plan kan en kortare knäcklängd än systemlängden användas, om förbanden är sådana att en viss inspänning kan antas. Om knutpunkten till exempel består av en grupp fästdon av dymlingstyp, se figur 8.16 b) och 8.17, kan knäcklängden l_{cr} för knäckning i planet, för livstänger antas vara $0,9 \cdot l$.

När rotation i förbandet är möjligt, till exempel i ett förband med ett fästdon av dymlingstyp, tillämpas vanligtvis värdet 1,0. Se figur 8.18, sidan 129.

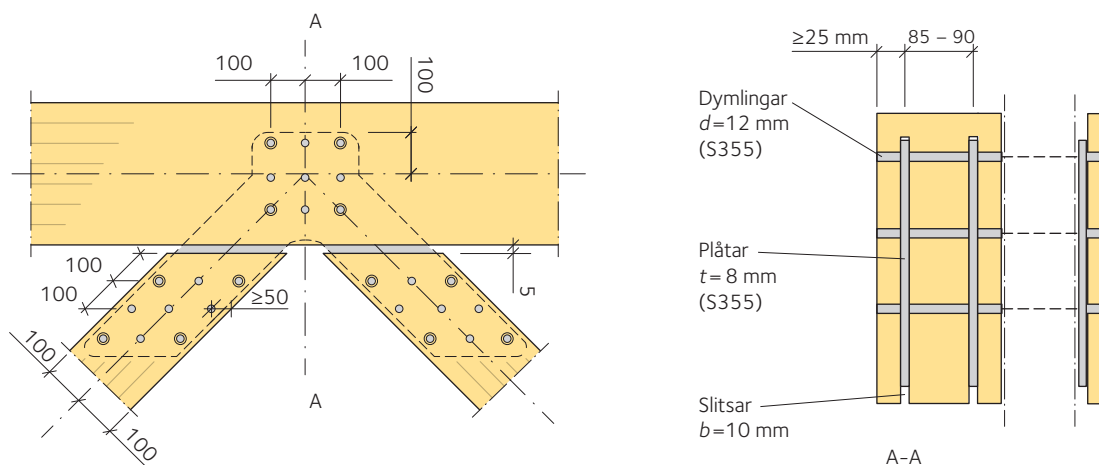
För att reducera knäcklängden vid knäckning ut ur planet kan man staga stängerna, som visas i figur 8.15 b) och c), sidan 127. För ett tak med en stagning av typ A som visas i figur 8.15, sidan 127, definieras stagningarna av de takåsar som är fästade i de orörliga knutarna. För ett tak med en stagning av typ B, kan överramen knäckas ut ur planet längs några av fackverkets livfält. Man ska observera att också underramen kan knäckas om vindsuget blir större än den permanenta lasten.

8.4 Kontroll i bruksgränstillstånd

Som sista steg ska fackverkets bruksgränstillstånd kontrolleras, se kapitel 6, sidan 82. Detta görs så att man kontrollerar att den största nedböjningen förorsakad av lasterna i bruksgränstillstånd inte överskrider värdet som anges i bestämmelserna (vanligtvis $L/300$ respektive $L/200$ för momentan nedböjning respektive slutlig nedböjning). När nedböjningarna beräknas ska man beakta att förskjutningarna i förbanden har stor inverkan på fackverks totala nedböjning. Detta kan beaktas på två sätt, nämligen direkt, till exempel så att fackverket modelleras med fjädrande knutpunkter, eller indirekt, till exempel så att fackverket modelleras med ledade knutpunkter och den beräknade nedböjningen ökas med en viss faktor som beaktar förskjutning och rotation i förbanden. Faktorn kan antas vara 1,3 – 1,5 för skruvade förband, se figur 8.16 a) och 1,1 – 1,2 för dymlingsförband, se figur 8.16 b) och 8.17.

Om manuella beräkningar utförs i stället för datorstöd analys, ska stängernas längdförändring också beaktas. I allmänhet är bruksgränstillståndet sällan kritiskt vid dimensionering eftersom träfackverk har förhållandevis stor böjstyvhet.

Fackverk tillverkas ofta med överhöjning (både över- och underramen). Överhöjningen bör vanligtvis vara ungefär $L/150$ – $L/200$.



Figur 8.17 Typisk fackverksknutpunkt som används i Norge och Sverige med dimensionerna indikerade. Ända upp till 8 eller 9 inslitsade plåtar har använts i mycket stora limträfackverk, men vid kortare spännvidder räcker det med färre antal inslitsade plåtar i bredd.

8.5 Detaljer

Fackverkets kvalitet, beständighet och framför allt tillverkningskostnader beror till stor del på förbanden som man använder i knutpunkterna. Fackverket har normalt ett stort antal knutpunkter. Därför rekommenderas följande:

- Stängernas systemlinjer korsar varandra i en och samma punkt i knutpunkten.
- Knutpunktsarean är liten och väl sammanhållen.
- Knutpunkten är lätt och snabb att montera.
- Knutpunkten har erforderligt brandmotstånd.
- Knutpunkten har så få ståldelar som möjligt.
- Knutpunkten är "standardiserad", till exempel bör man kunna använda samma typ av förband i så många knutpunkter som möjligt.

Dimensionering av förbanden diskuteras i *kapitel 14, sidan 198*. Nedan beskrivs några typiska knutpunkter.

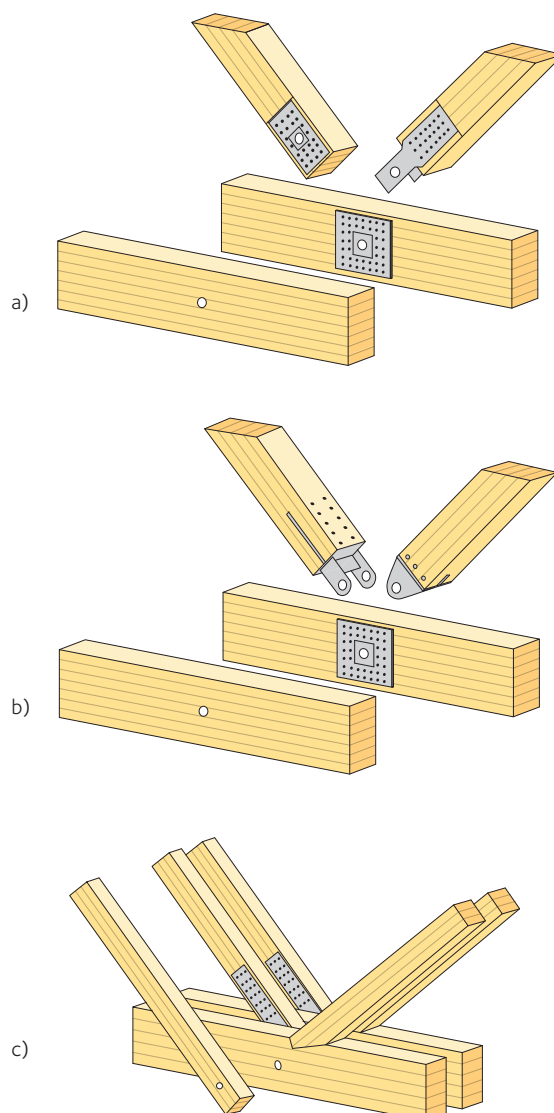
Knutpunkter mellan livstänger och ramstänger

Om fackverket består av enkla ramstänger och livstänger, består knutförbanden vanligtvis av stålplåtar och skruvförband eller dymlingsförband. Se också avsnitt 14.9, sidan 227. I figur 8.16, sidan 128 visas två typiska knutpunkter, a) med utanpåliggande stålplåtar och skruvar och b) med inslitsade plåtar och dymlingar. Knutpunkter som den i figur 8.16 b), sidan 128, men med flera inslitsade plåtar som visas i figur 8.17, sidan 128, är lämpliga för fackverk med mycket stor spännvidd (upp till 70 – 80 m) och stora laster.

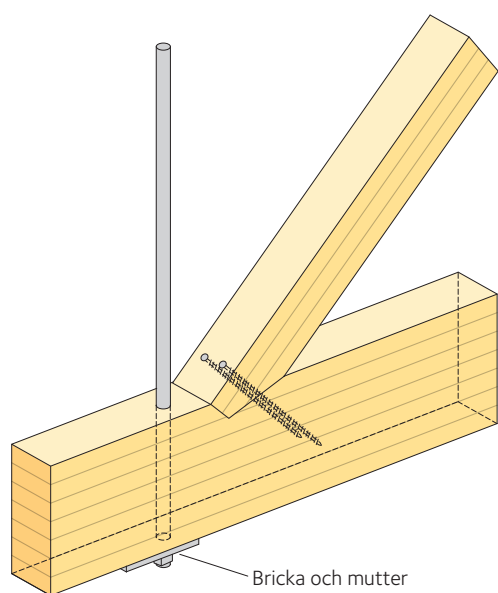
I Norge och Sverige har man konstruerat många stora fackverk till industriella och kommersiella byggnader, idrottsanläggningar och broar där man har använt sig av inslitsade plåtar med dymlingar. Det är praxis sedan 1990-talet i dessa länder att de inslitsade plåtarnas tjocklek är $t = 8$ mm och dymlingarnas diameter är $d = 12$ mm, men andra dimensioner är också möjliga. Limträ i hållfasthetsklass GL30c eller GL30h används för stänger och vanligt konstruktionsstål för ståldelarna, som till exempel stålsort S355. För att optimera förbandet med beaktande av dess bärförmåga och samtidigt säkerställa att konstruktionen är tillräckligt duktil ska man välja avståndet mellan de inslitsade plåtarna, dymlingarnas inbördes avstånd, ändavstånd och kantavstånd som visas i figur 8.17, sidan 128. I synnerhet ska man beakta risken för blockskjuvbrott, speciellt för förband med flera inslitsade plåtar och ett stort antal dymlingar, se kapitel 14, sidan 198.

En knutpunkt med inslitsade plåtar och dymlingar bör även innehålla ett antal passskruvar. Detta beror främst på två skäl, nämligen: a) det kan finnas en liten risk att dymlingar kan trilla ur, speciellt vid dynamiskt belastade konstruktioner och/eller vid konstruktioner som utsätts för signifikant fuktcykling, b) excentricitet mellan stålplåtarna och trädelarna kan medföra att de olika delkomponenterna separerar under belastning.

Fackverk som består av flera sammansatta parallella stänger, vanligen två eller tre separata delar, är också vanliga. Ju större spännvidd eller belastning, desto större antal parallella stänger. Figur 8.18 visar några möjliga utformningar för knutpunkter. I knutpunkterna i figur 8.18 a) och b), överförs kraften från diagonalerna till ramarna med hjälp av en enda skruv genom alla konstruktionsdelar. Kraften överförs mellan skruven och de enskilda stängerna snarare med hjälp av hålkantstryck mellan skruven och spikningsplåtarna än mellan skruven och trädelarna. Hålen i trädelarna i figur 8.18 a) borrar vanligtvis aningen större än de motsvarande hålen i spikningsplåtarna. Spikningsplåtarna



Figur 8.18 Fackverksknutpunkter med:
a) spikningsplåtar och en enda skruv,
b) spikningsplåtar, inslitsade plåtar och en enda skruv,
c) som a) för dragna diagonaler och timmermansförband för tryckta diagonaler.



Figur 8.19 Fackverksknutpunkt med tryckt trädiagonal och dragen stålstång.

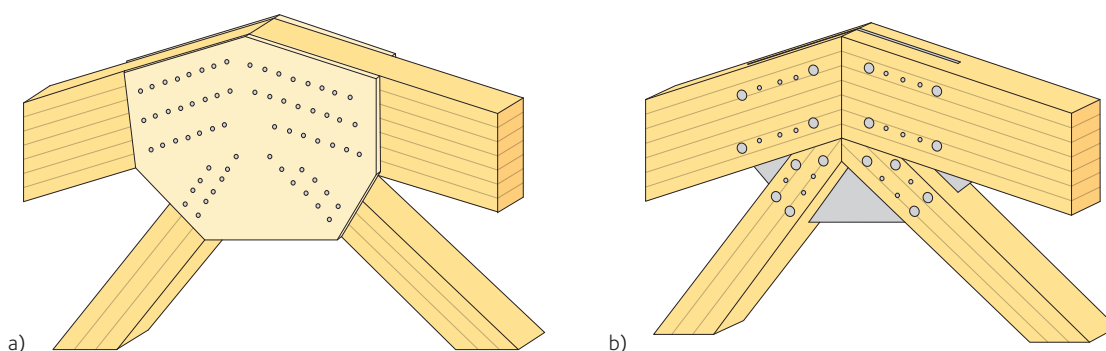
som normalt förstärks vid hålet fästs i trädelen med tillräckligt antal spikar som överför hela den last som stången är dimensionerad för. I knutpunkten i *figur 8.18 c* överförs krafterna mellan de dragna diagonalerna och ramstängerna som i *figur 8.18 a) och b)*. I förband *c)* överförs däremot krafterna mellan de tryckta diagonalerna och underramen direkt med hjälp av kontakttryck mellan trädelarna.

Ett fackverk med tryckta diagonaler, till exempel Howes fackverk, kan utföras med vertikala dragna stålstänger, förutsatt att det under inga lastkombinationer uppstår tryckande krafter i dem. På detta sätt kan komplicerade dragförband undvikas. Förbandet i änden av stålstången görs så att man borrar ett hål genom ramstängens och förankrar stången med en tillräckligt stor bricka och mutter. Vanligtvis förspänns stålstången något. *Figur 8.19* visar en möjlig utformning av en sådan knutpunkt.

Knutpunkter vid nock och upplag

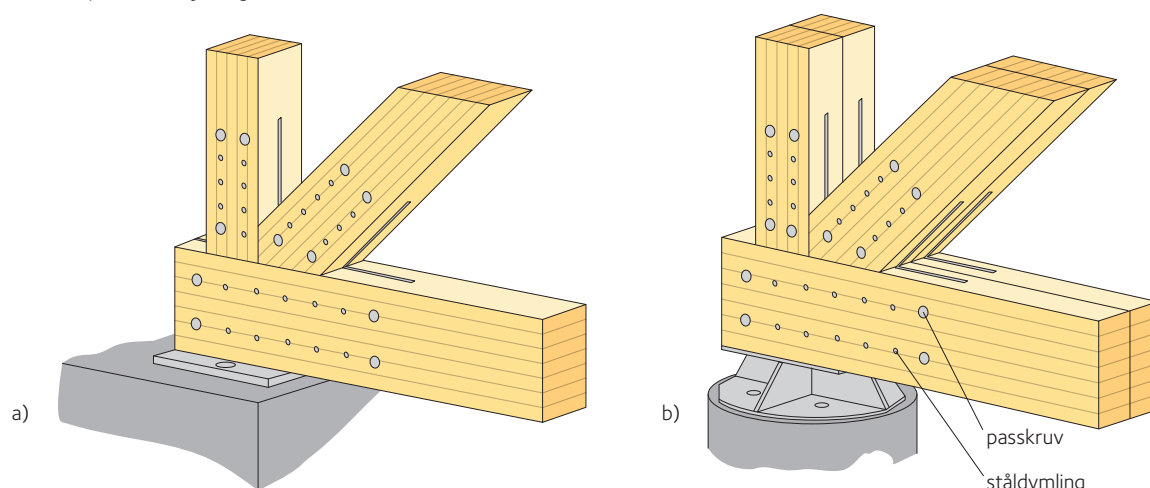
Figur 8.20 visar två typer av nockknutpunkter för sadelformade fackverk. Knutpunkt *a)* kan utföras med hörnplattor av antingen plywood, fanerträ eller stål. Den här typen är vanligtvis lämplig för måttliga laster. Knut *b)* har inslitsade stålplåtar och dymlingar. För stora spannvidder eller laster kan man använda flera inslitsade plåtar för att öka knutpunktens bärförmåga.

Figur 8.21 visar två upplagsförband. Båda har inslitsade stålplåtar och dymlingar. Alternativ *a)* visar en knutpunkt för fackverk med enkla stänger medan alternativ *b)* visar en knutpunkt för fackverk med dubbla stänger.



Figur 8.20 Nockknutpunkter för sadelformade fackverk.

- a) Med knutplattor av plywood, fanerträ eller stål,
b) med inslitsade stålplåtar och dymlingar.



Figur 8.21 Två exempel på upplagsknutpunkter med inslitsade plåtar och dymlingar.

- a) Fackverk med enkla stänger,
b) fackverk med dubbla stänger.

Treledstakstolar

Treledstakstolar utförs vanligen som två snedställda överramar som formar taklutningen. Om treledstakstolen vilar på orörlig grundkonstruktion, överförs stödkraftens horisontella komponent direkt till grundkonstruktionen, *se figur 9.1 b*). Om treledstakstolen vilar på väggar eller pelare, behövs vanligen ett dragband för att uppta den horisontella kraftkomponenten vid stödpunkterna, *se figur 9.1 a*).

Treledstakstolar används normalt för konstruktioner där taklutningen är stor och för spännvidder där vanliga limträbalkar inte räcker till. Takets sekundärkonstruktioner består av antingen takåsar, bärande profilerade stålplåtar eller av bådadera, som bärs upp av takstolar med normalt 6 – 8 m mellanrum. Taklutningen för treledstakstolar som vilar på pelare eller väggar bör helst överskrida 14° ($f/l \geq 1/8$) för att begränsa nedböjning vidnocken och horisontalförskjutning vid stöden. Om takstolarna placeras direkt på grundkonstruktionen, bör taklutningen helst överskrida 30° ($f/l \geq 1/3$), huvudsakligen för att öka utrymmet under taket. Spännvidden bör vara 15 – 50 m.

För större spännvidder som är längre än 50 m kan treledstakstolens överramar förstärkas med ett system av stödsträvor (vanligen av limträ) och stålstänger, *se figur 9.2 a*), eller med ett sekundärt fackverksystem under balkarna, *se figur 9.2 b*), det vill säga underspända konstruktioner.

I de följande avsnitten behandlas endast treledstakstolar med dragband.

9.1 Treledstakstolar med enkla (oförstärkta) överramar 132

9.1.1 Inre krafter och stödreaktioner 133

9.1.2 Deformation 133

9.1.3 Säkerhet mot lyftande laster 134

9.2 Preliminär dimensionering av treledstakstol med dragband av stål utsatt för jämnt fördelad last 135

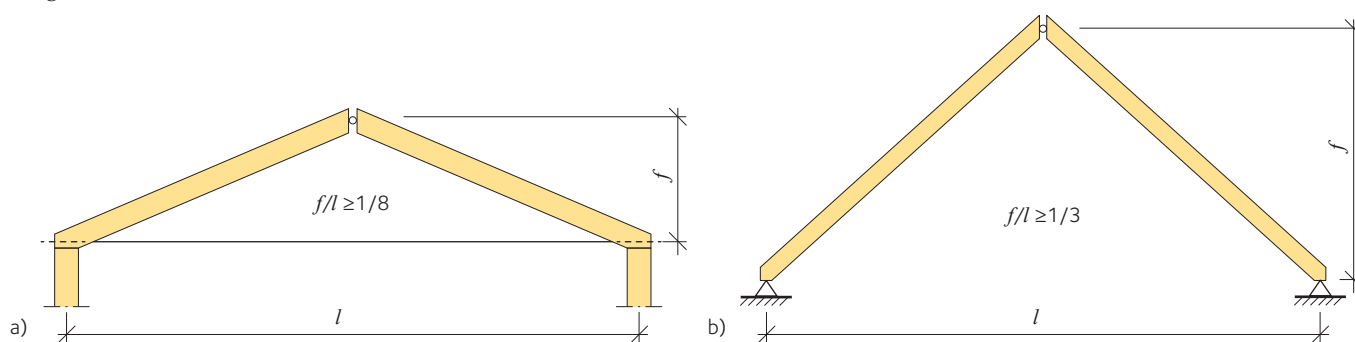
9.3 Deformationskontroll 136

9.4 Förbanden 136

9.4.1 Förankring av dragbandet i överramen 136

9.4.2 Ledat nockförband 138

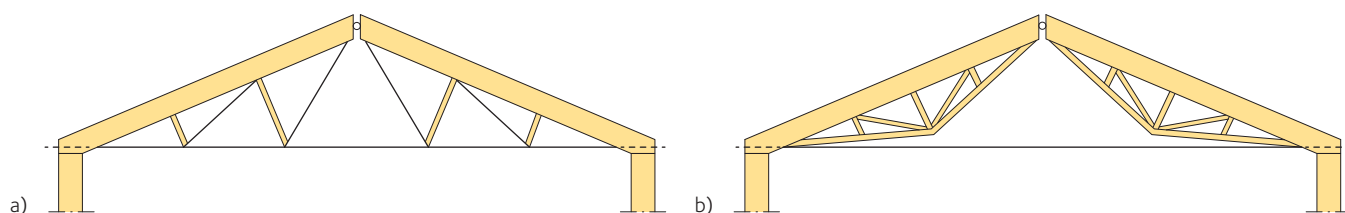
9.4.3 Förband mellan överramen och dragband av stål 139



Figur 9.1 Treledstakstolar.

a) På pelare,

b) på grundkonstruktion.



Figur 9.2 Förstärkta treledstakstolar.

a) Med stödsträvor av limträ eller konstruktionsvirke samt stålstänger,

b) med underliggande fackverk av limträ eller konstruktionsvirke.



Ridhus ponnyklubb, Gävle.

9.1 Treledstakstolar med enkla (oförstärkta) överramar

Limträbalkarna som utgör överramar dimensioneras som balkar belastade med tryck och böjning enligt *kapitel 4, sidan 53*, så att knäckningsrisken tas i beaktande. I allmänhet begränsas knäckning vinkelrätt mot takstolens plan tillräckligt av takåsar, profilerad stålplåt, eller andra sekundärkonstruktioner som i detta fall också bör dimensioneras mot stagkrafterna, *se kapitel 13, sidan 170*. Vid knäckning i takstolens plan är respektive överrams knäcklängd l_c :

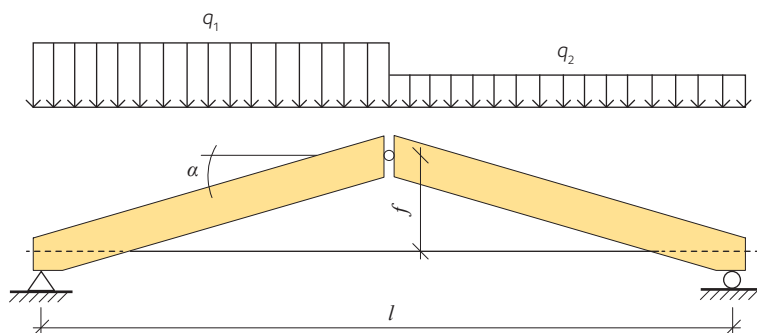
$$9.1 \quad l_c = \frac{l}{2 \cdot \cos \alpha}$$

där l är takstolens spännvidd och α är taklutningen. Vid nocken och stöden ska skjivspänningar och lokala tryckspänningar kontrolleras. Därvid ska beaktas att kraften verkar i vinkel mot fiberriktningen.

När spännvidden understiger 30 m kan dragbandet göras av limträ. I detta fall kan förankringen mellan dragbandet och överramarna bli komplicerad; i synnerhet om den vågräta kraftkomponenten är stor behövs ett stort antal mekaniska fästdon (vanligen skruvar eller dymlingar) för att överföra kraften mellan balkarna och dragbandet, *se också avsnitt 14.8, sidan 226*. Dessutom kan fästdonen väsentligt försvaga limträvärsnittet vid kritiska ställen och därmed minska dragbärförmågan. I allmänhet föredras dragband av stål även vid kortare spännvidder, eftersom förankringen mellan dragbandet och överramen är enkel att utföra. I uppvärmda utrymmen (över +5 °C) kan höghållfast stål användas. Ofta begränsas dock fördelen med höghållfast stål av det faktum att takstolens dimensionering domineras av dragbandets axiella deformation.

Vid dimensionering av förbandet mellan limträbalkarna och dragbandet ska man beakta att kraften verkar i en vinkel mot fiberriktningen.

Nockförbandet dimensioneras i de flesta fall som en led, alltså utan moment, och det dimensioneras för den maximala horisontella tryckkraften som är lika stor, men med motsatt riktning, som dragkraften i dragbandet. Vid osymmetrisk belastning, det vill säga när den yttre lasten är olika för de olika takhalvorna, uppstår det också tvärkrafter vid nocken.



Figur 9.3 Symmetrisk treledstakstol med två överramar och dragband, belastad av nedåtriktade osymmetriska laster.

9.1.1 Inre krafter och stödreaktioner

Vid jämnt fördelad, nedåtriktad belastning och med beteckningar enligt figur 9.3, sidan 132, kan stödreaktionerna och de inre momenten och krafterna beräknas enligt följande:

Vertikala stödreaktioner:

$$R_1 = \frac{(3 \cdot q_1 + q_2) \cdot l}{8} \quad 9.2$$

$$R_2 = \frac{(q_1 + 3 \cdot q_2) \cdot l}{8} \quad 9.3$$

Kraften i dragbandet:

$$H = \frac{(q_1 + q_2) \cdot l^2}{16 \cdot f} \quad 9.4$$

Maximalt moment M och motsvarande normalkraft N i överramen:

$$M = \frac{q_1 \cdot l^2}{32} \quad 9.5$$

$$N = \frac{(q_1 + q_2) \cdot l}{8 \cdot \sin \alpha} \quad 9.6$$

Maximal tvärkraft i balken:

$$V_1 = \frac{q_1 \cdot l}{4} \cdot \cos \alpha \quad 9.7$$

Tvärfkraft inocken (vertikal):

$$V_2 = \frac{(q_1 - q_2) \cdot l}{8} \quad 9.8$$

9.1.2 Deformation

Vid nedåtriktade laster som illustreras i figur 9.3, sidan 132, kan nockens vertikala nedböjning beräknas enligt följande:

$$w = \frac{(q_1 + q_2) \cdot l^2}{16 \cdot \tan^2 \alpha \cdot (E \cdot A)_{\text{rafter}}} \cdot \left(\frac{1}{\cos^3 \alpha} + \frac{(E \cdot A)_{\text{rafter}}}{(E \cdot A)_{\text{tension tie}}} \right) \quad 9.9$$

där:

$(E \cdot A)_{\text{rafter}}$ är överramens elasticitetsmodul respektive area

och:

$(E \cdot A)_{\text{tension tie}}$ är dragbandets elasticitetsmodul respektive area.

Om stöden är helt förhindrade att röra sig i horisontalled blir den andra termen inom parentes lika med noll.



Toppstugan, Idre.



Sahlgrenska sjukhuset, Göteborg.

9.1.3 Säkerhet mot lyftande laster

Treledstakstolar med dragband ska kontrolleras mot lyftande laster, till exempel förorsakad av vindsug. Eftersom dragbandet normalt inte kan ta upp tryckkrafter fungerar konstruktionen som avsett endast för lastkombinationer som ger dragning i detta, eller:

$$9.10 \quad \sum_i H_i \geq 0$$

där H_i är de axiella krafterna i dragbandet förorsakade av de olika lasterna, till exempel egentyngd och vind. Förtecknet är positivt om kraften är dragande och negativt om kraften är tryckande.

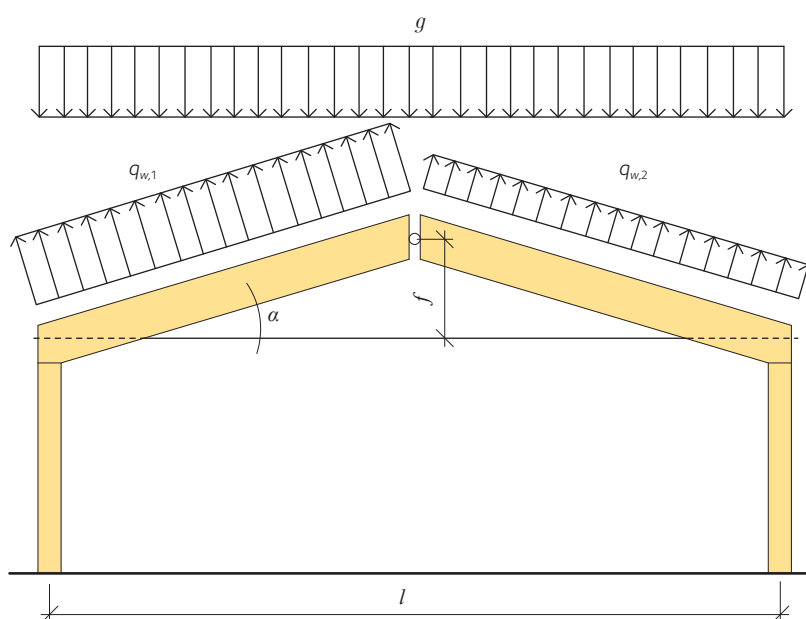
När *ekvation 9.10* vidareutvecklas kan en generell ekvation härledas för den erforderliga egentyngheten, g , för en treledstakstol med dragband och typisk fördelning av vindlaster, *se figur 9.4*. När vindsuget är jämnt fördelat med olika värden på de skilda takhalvorna, $q_{w,1}$ och $q_{w,2}$, och egentyngheten, g , som också är jämnt fördelad som i *figur 9.4*, kan *ekvation 9.10* omskrivas enligt följande:

$$9.11 \quad -\left[\frac{q_{w,1} + q_{w,2}}{2} \cdot \frac{l^2}{8 \cdot f} \cdot (1 - \tan^2 \alpha) \right] + \left[\frac{g \cdot l^2}{8 \cdot f} \right] \geq 0$$

där hakparentesen till vänster innehåller axialkraften genererad i dragbandet av vindlasten och hakparentesen till höger innehåller axialkraften genererad av egentyngheten.

Om villkoret i *ekvation 9.11* inte uppfylls, ska man beakta den inåtriktade horisontalkraften vid stöden, till exempel med hjälp av ett dragband som också kan uppta tryckkrafter.

Observera att pelare som är fast inspända vid foten normalt inte kan uppta en sådan horisontalkraft eftersom de har en begränsad styvhet.



Figur 9.4 Treledstakstol som belastas av egentyngd, g , och vindsug, $q_{w,1}$ och $q_{w,2}$.

9.2 Preliminär dimensionering av tredledstakstol med dragband av stål utsatt för jämnt fördelad last

I detta avsnitt ges allmänna råd beträffande preliminär dimensionering av tredledstakstol med dragband av stål. En typisk konstruktion med beteckningar för de geometriska storheterna presenteras i figur 9.5.

Vid den preliminära dimensioneringen är följande variabler i allmänhet kända:

- Jämnt fördelad dimensionerande last q_d (symmetrisk). Beträffande snölasten är det på säkra sidan att räkna med läsidans last jämnt fördelad över hela taket.
- Taklutning α (normalt $\geq 14^\circ$).
- Spännvidd l (normalt ≤ 50 m).

Dessutom är alla dimensionerande hållfasthetsvärden för materialen kända, eftersom de beror på den valda hållfasthetsklassen, till exempel GL30c för limträ.

Den preliminära dimensioneringen omfattar en uppskattning av tvärsnittsdimensionerna för balkarna och dragbandet.

Överramens bredd, b

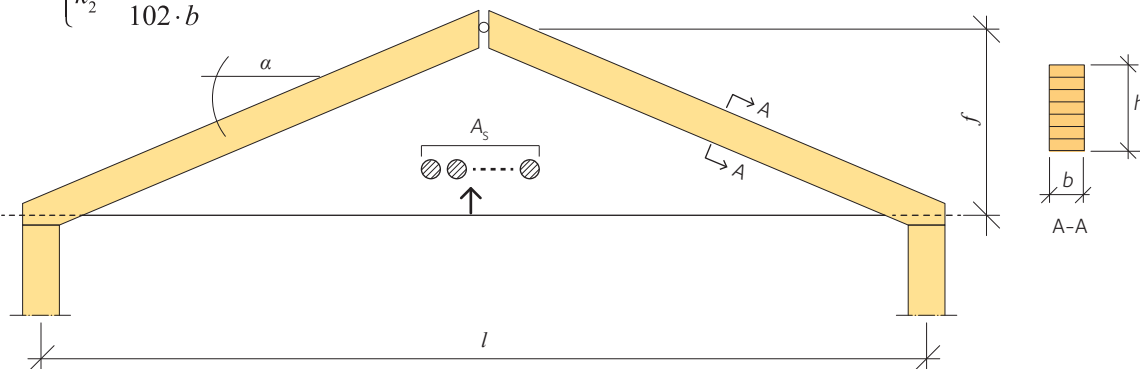
För att minska problemen med vippning, i synnerhet under montageskedet, bör balkens bredd väljas mellan:

$$b \approx \frac{l}{200} - \frac{l}{170} \quad 9.12$$

Överramens höjd, h

I allmänhet väljs avståndet mellan takåsarna så att knäckning vinkelrätt mot takstolens eget plan inte sker (normalt: $c \leq 2,4$ m). I dessa fall och för konstruktioner belastade med jämnt fördelad dimensionerande last, q_d , med kortaste lastvaraktighet medellång last samt i klimatklass 1 och 2, vilket betyder att $k_{\text{mod}} = 0,8$, kan balkens höjd uppskattas enligt följande (dimensioner i mm och krafter i N):

$$\left\{ \begin{array}{l} h \approx \frac{k_1}{2} + \frac{1}{2} \cdot \sqrt{k_1^2 + 4 \cdot k_2} \\ \text{där:} \\ k_1 = \frac{q_d \cdot l}{54 \cdot b \cdot \sin \alpha} \\ k_2 = \frac{q_d \cdot l^2}{102 \cdot b} \end{array} \right. \quad 9.13$$



Figur 9.5 Typisk tredledstakstol med dragband av stål.



Ridhus, Sättra.



Virke till limträproduktion.

Dragbandets tvärsnittsarea, A_s

I allmänhet gäller att de horisontella deformationerna ska begränsas och därför bör stålsorter med mycket hög hållfasthet inte behöva användas. Inte heller stålsorter med för liten draghållfasthet bör användas eftersom det är svårt att gänga deras ändar med godtagbar kvalitet. Stålsorter som har en sträckgräns, f_y , mellan 355 och 600 MPa är att föredra. Den erforderliga effektiva (eller nominella) tvärsnittsarean på det gängade dragbandet kan bestämmas enligt följande:

$$9.14 \quad A_s \approx \frac{q_d \cdot l^2}{8 \cdot f} \cdot \frac{1,4}{f_{ub}}$$

där f_{ub} är dragbandets brottgräns.

9.3 Deformationskontroll

För större spännvidder ($l \geq 25$ m) är det ofta den vertikala förskjutningen vid nocken som i bruksgränstillstånd bestämmer dimensioneringen. I dessa fall blir dragbandet ofta överdimensionerat med hänseende till dess brottgräns. Som riktlinje bör nockens vertikala förskjutning vara mellan $l/500$ och $l/700$ för belastning vid bruksgränstillstånd med momentan lastvaraktighet.

9.4 Förbanden

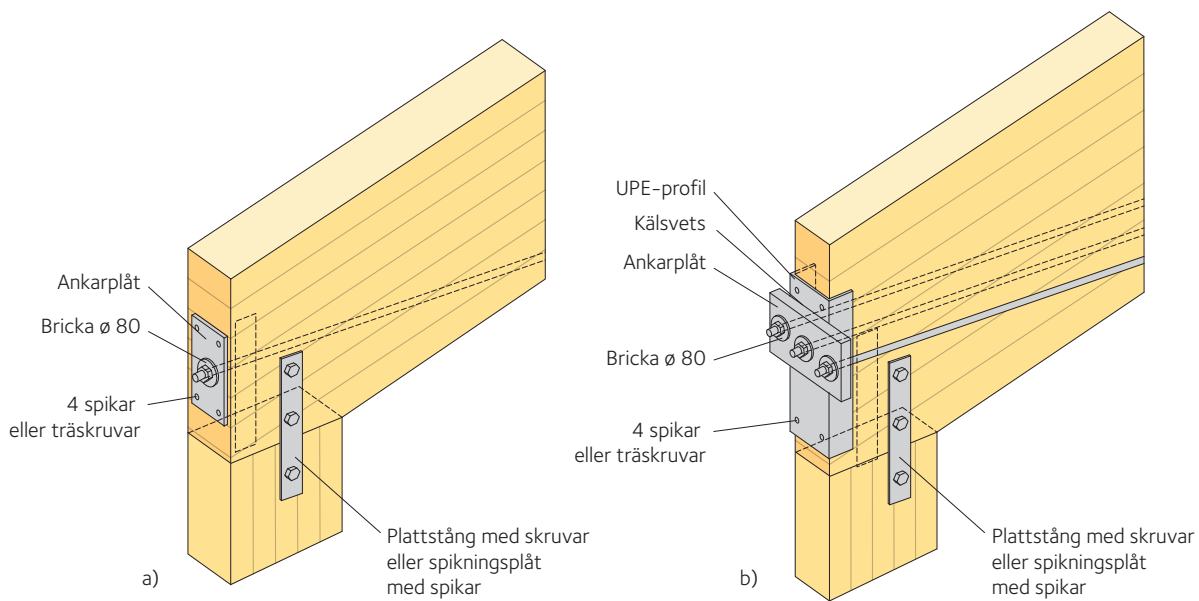
9.4.1 Förankring av dragbandet i överramen

Dragbandet överför enbart sin horisontella kraft till överramen. Vanligtvis görs dragbandet av stål eller limträ, se avsnitt 14.8, sidan 226. Förankringen ordnas normalt så att den dragande kraften överförs till balken så nära som möjligt det ställe där balkens och dragbandets systemlinjer korsar varandra.

Dragband av rundstål är lämpliga för både små och stora dragkrafter. För måttliga krafter används ofta ett enkelt dragband som dras genom ett centriskt hål i limträbalken och fästs mot balkänden med hjälp av en ankarplåt, se figur 9.6 a), sidan 137. Ur bearbetnings-synpunkt är det fördelaktigare att använda endast utanpåliggande dragband. Om dragkrafterna är stora används två dragband som placeras på balkens ömse sidor och vid behov kan ännu ett tredje centralt placerat dragband eller flera utanpåliggande användas. I detta fall rekommenderas att en extra stålprofil, till exempel UPE-profil, används mellan ankarplåten och balkänden för att fördela den tryckande kraften på en större yta, se figur 9.6 b), sidan 137. Stålplåten som ligger mot balkänden bör ha spikhål för att underlätta montage.

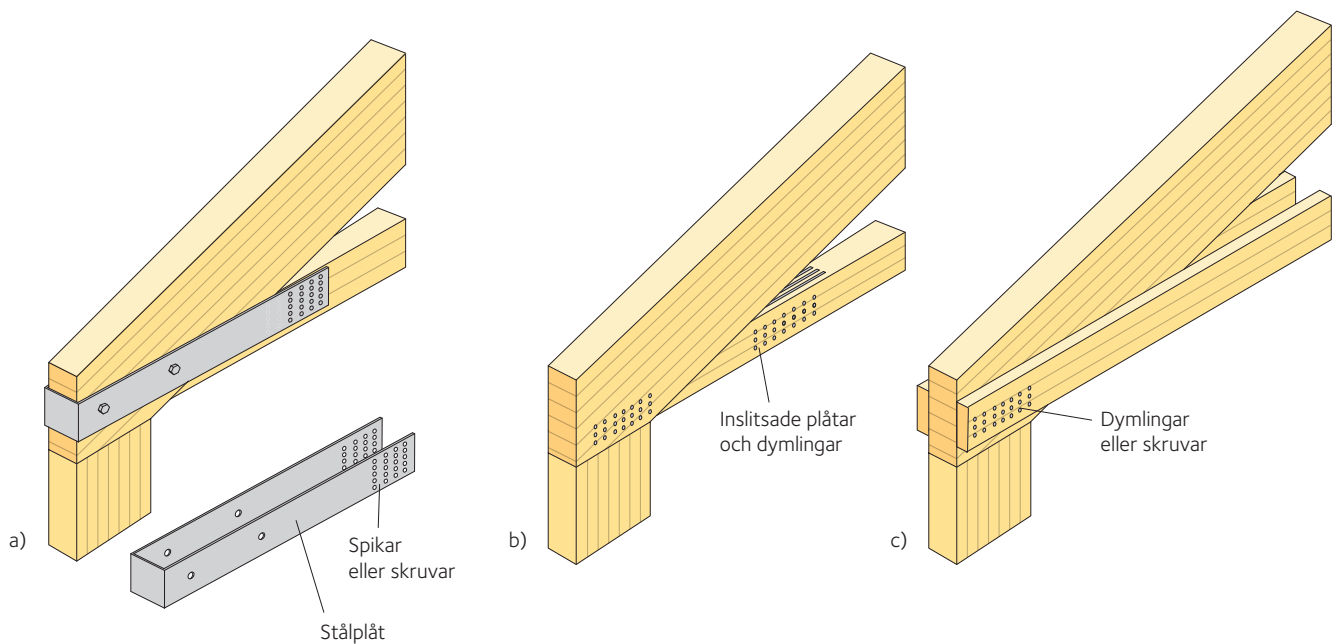
För måttliga dragkrafter kan dragband av limträ också användas. Om ett enda dragband används kan förankringen av dragbandet i balken göras med hjälp av en stålplåt som antingen rundar balkänden, se figur 9.7 a), sidan 137, eller avslutas innanför balken. Alternativt kan inslitsade stålplåtar med dymlingar användas till att fästa dragbandet i balken, se figur 9.7 b), sidan 137. Om dubbla dragband används kan förankring utföras med hjälp av dymlingar, skruvar eller träbygg-nadsskruvar, se figur 9.7 c), sidan 137. Se också avsnitt 14.8, sidan 226.

Observera att ett oskyddat dragband av stål vanligtvis inte uppfyller kraven på brandsäkerhet, till exempel klass R30, se *kapitel 16, sidan 236*. Dragbanden skyddas enklast med hjälp av rörskålar av mineralull. Om utseendekraven är höga kan mineralullen omslutas med plasthöljen, alternativt att dragbanden kläs in med trä. Observera också att dragbanden förlängs anmärkningsvärt mycket vid kraftig temperaturhöjning även om isolering används, och att stöden därför ska dimensioneras för den tillkommande horisontalkraften.



Figur 9.6 Förankring av dragbandet av stål.

- a) Detalj lämplig för måttliga dragkrafter,
b) detalj lämplig för stora dragkrafter. Se *avsnitt 14.8, sidan 226*.



Figur 9.7 Förankring av dragband av limträ.

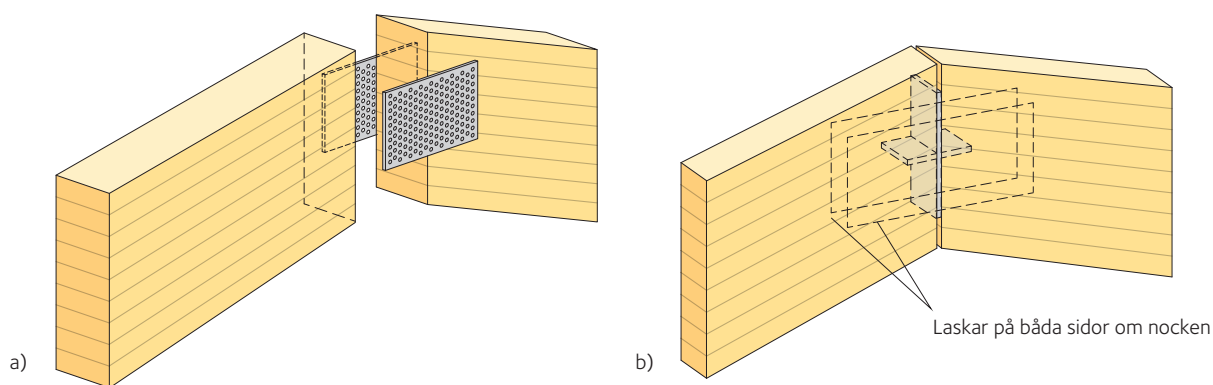
- a) Förband mellan enkelt dragband med hjälp av en stålblåsa som rundar balkkanten,
b) förband med inslitsade stålblåsar och dymlingar,
c) förband med dubbelt dragband.

9.4.2 Ledat nockförband

Ledade nockförband överför horisontella och vertikala krafter, se *avsnitt 14.7, sidan 224*. Moment överförs endast i begränsad omfattning och beaktas inte vid dimensionering. Beslaget bör inte begränsa överramarnas vinkeländring avsevärt. Om en sådan rörelse inte kan ske fritt uppstår tilläggsspänningar som kan leda till skador på konstruktionen, i regel sprickor i träet.

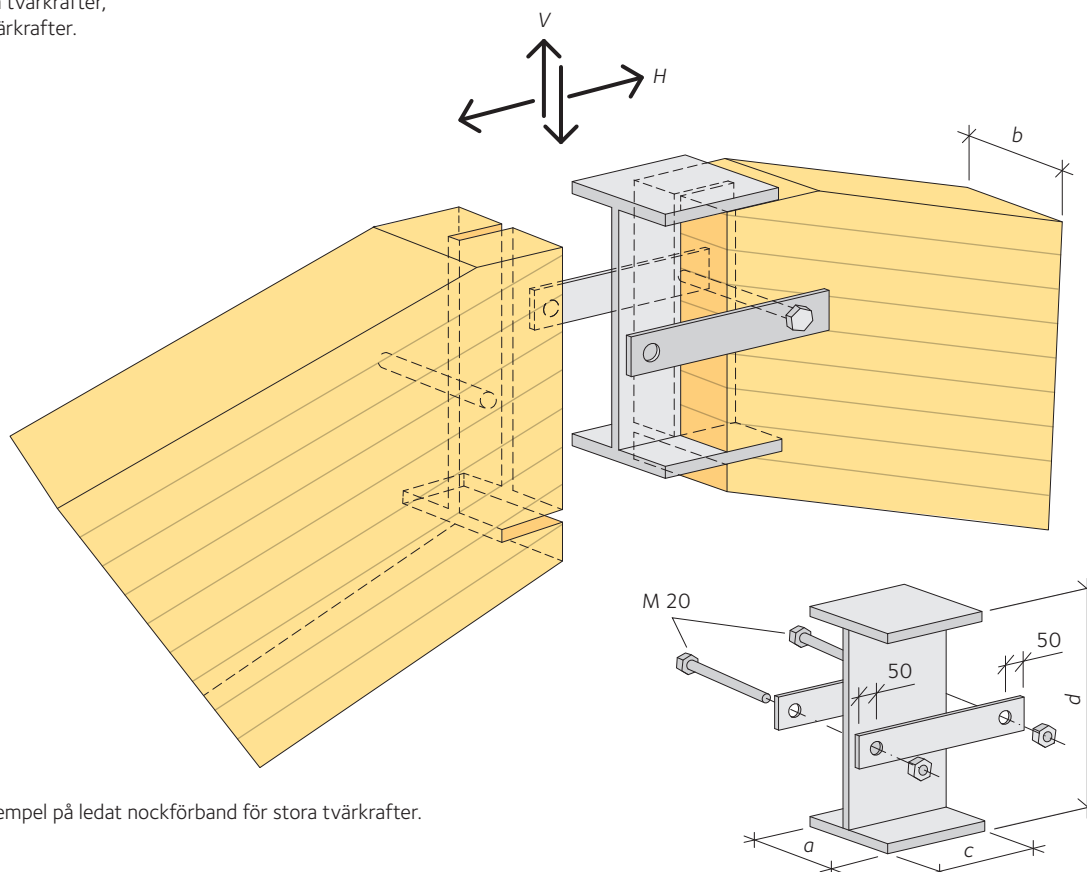
Förbandet består normalt av laskar gjorda av spikningsplåtar, se *figur 9.8 a*). Dessa kan kombineras med en inslitsad korsformad förbandsdel av stål när tvärkraften vid nocken är stor, se *figur 9.8 b*).

När tvärkraften vid nocken är stor kan även stålprofiler, till exempel IPE-profiler, användas för ledat nockförband, se *figur 9.9*. Vanligen väljs stålprofilens bredd a lika som eller något mindre än överramens bredd b . Stålprofilens längd c beror på tvärkraften som ska överföras, och är normalt mellan 200 och 350 mm, se *figur 9.9*.



Figur 9.8 Ledat nockförband.

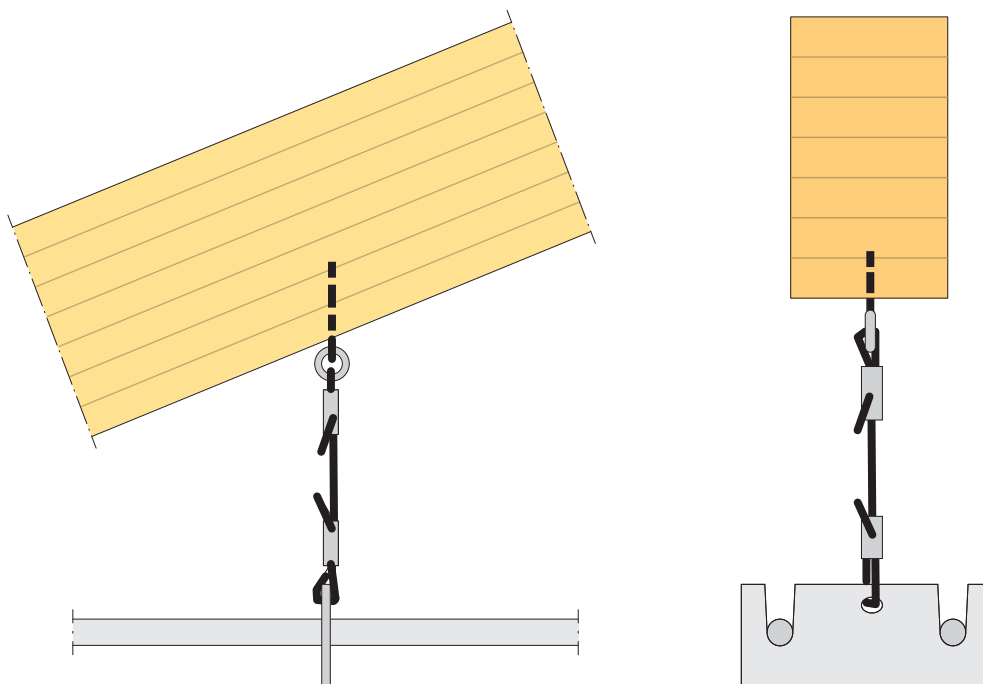
- a) För måttliga tvärkrafter,
b) för stora tvärkrafter.



Figur 9.9 Exempel på ledat nockförband för stora tvärkrafter.

9.4.3 Förband mellan överramen och dragband av stål

Dragbanden kan bli relativt långa. För att begränsa överstor nedböjning och böjmoment förorsakade av dragbandets egentyngd används normalt hängslen. Hängslena består i vanliga fall av stålstänger eller stålwire med mycket liten diameter, typiskt $d = 5$ mm, och de placeras med ungefär 10 m mellanrum. Ett typiskt förbandssystem mellan överram och dragband med hängsle visas i *figur 9.10*.



Figur 9.10 Ett typiskt förbandssystem mellan överram och dragband med hängsle.

Ramar

10.1 Dimensionering av treledsram 140

10.2 Inre krafter och stödreaktioner 141

10.3 Dimensioneringsprocessen 142

10.4 Stabilitetskontroll 143

10.4.1 Knäckning ut ur plan
(knäckning kring den veka axeln) 143

10.4.2 Knäckning i plan
(knäckning kring den styva axeln) 146

10.5 Dimensionering av ramhörn 148

10.5.1 Krökta ramhörn 148

10.5.2 Fingerskarvade ramhörn 148

10.5.3 Hörn i sammansatta ramar 149

10.6 Deformationskontroll 150

10.7 Detaljer 151

Ramkonstruktioner av trä utförs i dag nästan undantagslöst i limträ. Ramhörnet är då antingen krökt med genomgående lameller, fingerskarvat, eller sammansatt, *se figur 10.1*. Ramformen bör följa huvudlastens trycklinje så långt funktionella och estetiska krav medger det. Krökta eller sammansatta ramhörn uppfyller lättast detta önskemål och är därför de former som bäst lämpar sig för stora spännvidder.

Taklutningen bör, bland annat med hänsyn tillnockpartiets nedsjunkning, inte understiga 14° .

Treledsramen lämpar sig för spännvidder upp till 30 – 40 m. Från transportsynpunkt bör förbindelsen mellan nock och stöd inte överskrida 24 m, och det vinkelräta avståndet mellan denna linje och ramhörnets ytterkant bör inte vara större än 3,7 m.

Tvåledsramen ger en styvare konstruktion, men förutsätter som regel att ramen tillverkas och transporteras i tre eller flera delar som kan sammanfogas momentstyvt på byggarbetsplatsen. Skarvarna förläggas lämpligen till de delar av konstruktionen som har små moment. Momentstyva skarvar kräver mer komplicerat utförande än leder och blir därför dyrare. De är dessutom ofta synliga på ett mindre önskvärt sätt. Ramdelarna blir i gengäld mindre än vid motsvarande treledsram och därmed enklare att transportera.

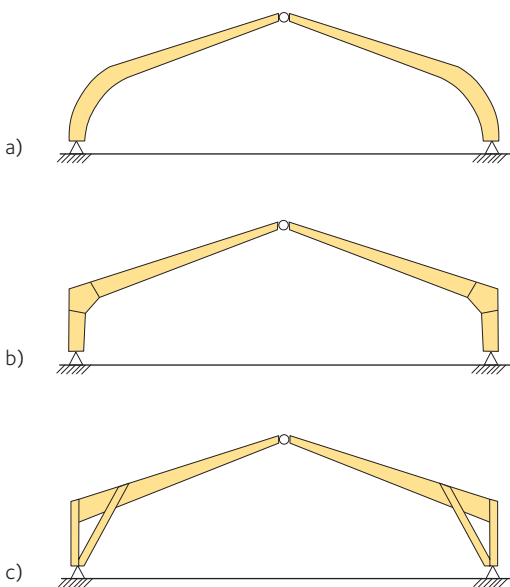
Ramar utan leder används vanligtvis inte i träkonstruktioner.

Treledsramen är överlägset vanligast. Därför behandlas i de följande avsnitten endast dimensionering av sådana ramar.

10.1 Dimensionering av treledsram

Treledsramen är stabil mot horisontalkrafter i sitt eget plan och statiskt bestämd, varför momentfördelningen inte påverkas av ojämna sättningar i grunden eller av oförutsedda deformationer i skarvar och anslutningar. Treledsramen är vidare ledat infäst i fundamenten, vilket förenklar grundkonstruktionen. Vid dåliga grundförhållanden kan horisontalkrafterna vid upplagen tas upp med dragstag (i eller under golvplattan) mellan fundamenten.

I normalutförandet, med taklutningar omkring 15° , är lastfallet egentygnd och snö samt eventuella koncentrerade laster från kranbalkar och liknande som regel dimensionerande. Vid stor taklutning, till exempel i kyrkor eller vissa lagerbyggnader, kan däremot lastkombinationer med vind som huvudlast vara avgörande.



Figur 10.1 Exempel på treledsramar.

- a) Ram med krökt ramhörn,
- b) ram med fingerskarvat ramhörn,
- c) sammansatt ram med inre ramben.

10.2 Inre krafter och stödreaktioner

Treledsramen är statiskt bestämd och inre krafter i tvärsnittet kan därför beräknas med jämviktsekvationer. Den geometriska formen medför dock ofta ett rätt omfattande beräkningsarbete som med fördel kan utföras med hjälp av dator.

Vid jämnt fördelad, osymmetrisk belastning kan reaktionskrafter och inre krafter för en treledsram enligt *figur 10.2* beräknas med hjälp av följande förenklade uttryck.

Observera att *ekvation 10.4* och *10.5* gäller för takvinkel $\alpha = 14^\circ$. För större takvinklar ger dessa ekvationer resultat på säkra sidan.

Vertikal stödreaktion:

$$R_A = \frac{(3 \cdot q_1 + q_2) \cdot l}{8} \quad 10.1$$

$$R_C = \frac{(q_1 + 3 \cdot q_2) \cdot l}{8} \quad 10.2$$

Horisontell stödreaktion:

$$H = \frac{(q_1 + q_2) \cdot l^2}{16 \cdot f} \quad 10.3$$

Maximal normalkraft i ramhörn:

$$N = 0,79 \cdot (R_C - 0,38q_2r) + 0,62 \cdot H \quad 10.4$$

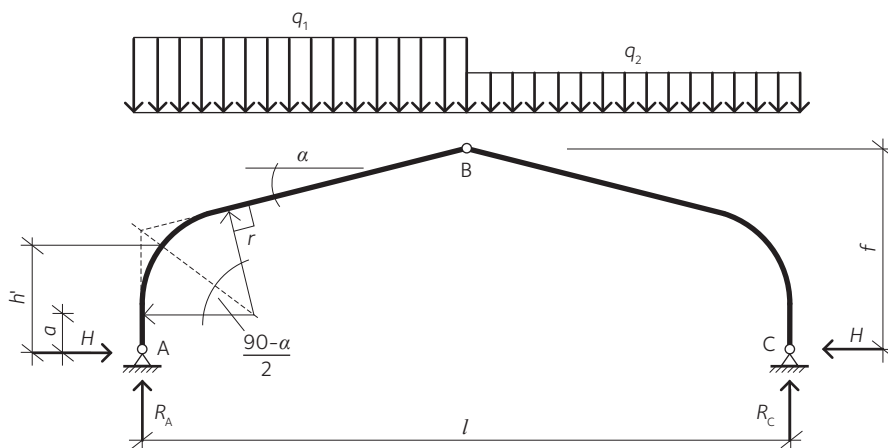
Maximalt moment i ramhörn:

$$M = (a + 0,62r) \cdot H - 0,21r \cdot (R_C - 0,38q_2 \cdot r) \quad 10.5$$

Tvärkraft i nock (vertikal):

$$V_B = \frac{(q_1 - q_2) \cdot l}{8} \quad 10.6$$

Observera att för treledsramar med ett vertikalt ramben, till exempel en ram med fingerskarvat hörn, kan böjmomentet i ett sådant ramhörn räknas som $M = H \cdot h'$, se *ekvation 10.5* och *figur 10.2*.



Figur 10.2 Treledsram med krökt ramhörn, beteckningar.

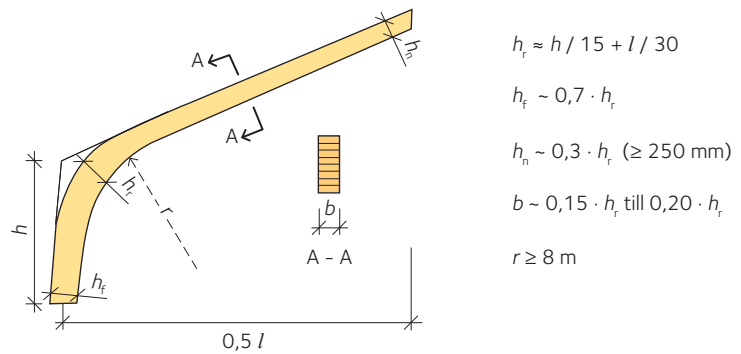


Frökra kostall, Lyrestad.

10.3 Dimensioneringsprocessen

Dimensioneringen kan utföras enligt följande:

1. Bestäm ramens huvudmått och dimensioneringsvärden för aktuella laster och klimatförhållanden.
2. Skissa ramens ungefärliga systemlinje med hjälp av följande erfarenhetsmässiga figur:



Figur 10.3 Preliminär dimensionering av en limträram.

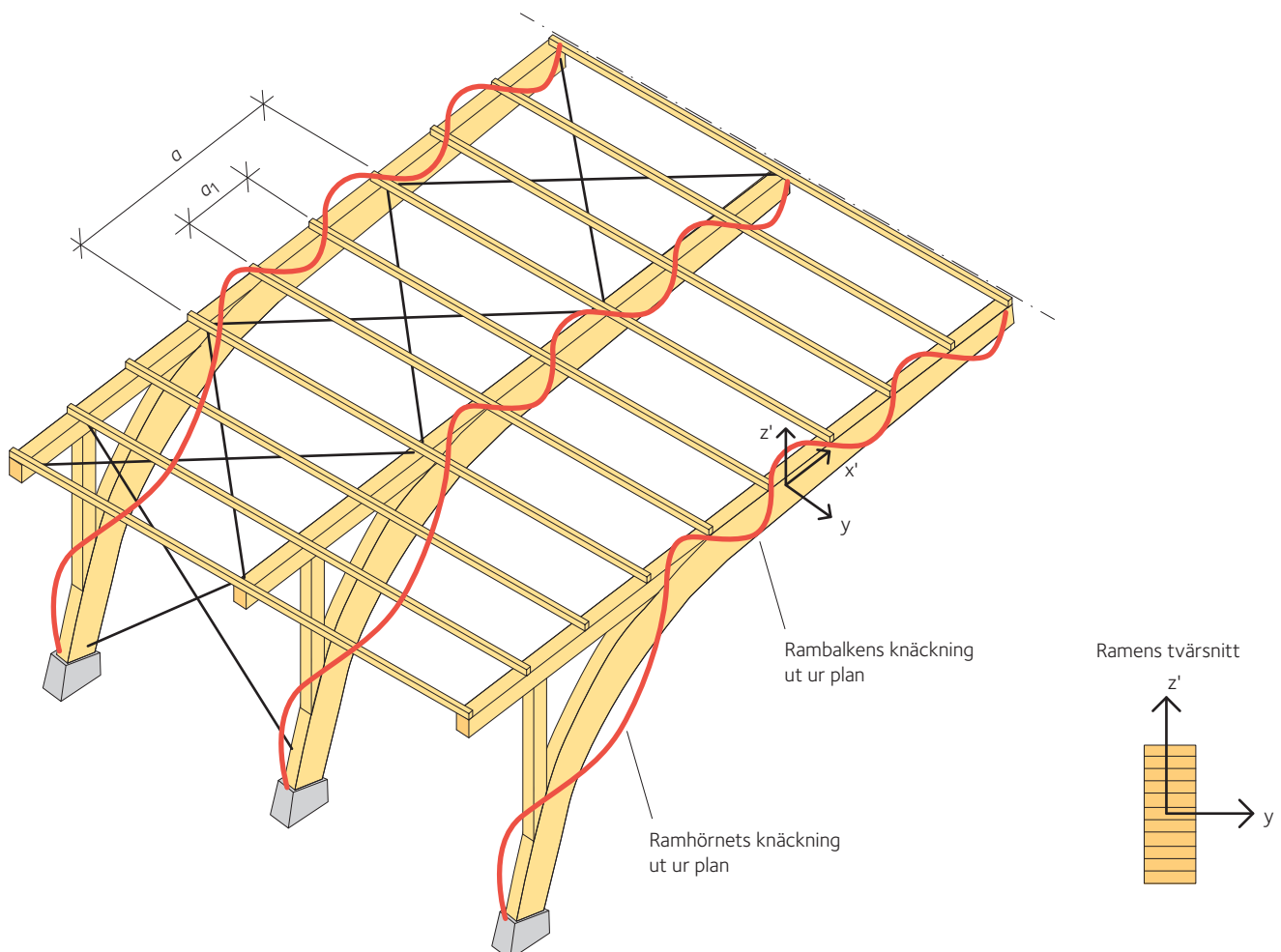
3. Beräkna stödreaktioner och inre krafter i nocken för olika lastkombinationer.
4. Bestäm erforderliga tvärsnittsmått vid stöden med hänsyn till maximal normalkraft eller maximal tvärkraft.
5. Bestäm erforderliga tvärsnittsmått i nocken med samma kriterier som vid stöden. Nockbeslagets utformning kan också påverka tvärsnittsmåtten.
6. Korrigera skissen från punkt 2 och bestäm böjmoment och inre krafter i ramhörnet för olika lastkombinationer.
7. Bestäm erforderliga tvärsnittsmått i ramhörnet med avseende på
 - a) stabilitet och b) detaljutformning enligt anvisningarna som ges i avsnitt 10.4, sidan 143, och avsnitt 10.6, sidan 150.
8. Kontrollera rambalken för samtidig tryck och böjning enligt avsnitt 10.4, sidan 143. Tvärsnittshöjden varierar vanligtvis rätlinjigt från nock till ramhorn och därför sammanfaller det dimensionerande tvärsnittet inte med snittet för maximalt fältmoment. I regel räcker det att kontrollera ett par slumpmässigt valda tvärsnitt.
9. Kontrollera bruksgränstillståndet enligt avsnitt 10.5, sidan 148.

10.4 Stabilitetskontroll

Bärförmågan vid knäckning kring den styva och den veka axeln ska verifieras för ramar på liknande sätt som för pelare och balkar. På grund av förbandens deformationer och i allmänhet icke idealiska stödförhållanden kan knäcklängderna endast uppskattas approximativt.

10.4.1 Knäckning ut ur plan (knäckning kring den veka axeln)

Knäckning ut ur ramens plan kontrolleras på samma sätt som för någon annan tryckt och böjd konstruktionsdel mellan stagpunkterna. **Observera** att knäcklängden beror på det valda stagningssystemet och i viss mån på takkonstruktionen. Till exempel kan en tillräckligt styv takskena, som profilerad plåt fastskruvad i rambalken, förhindra knäckningen ut ur ramens plan. Om den styva takplåten är fastskruvad i takåsarnas övre kant, kan knäckning ut ur planet ske mellan de punkter där takåsarna är fastsatta i rambalken (knäcklängden är då a_1 , se figur 10.4). Om takskenan inte är tillräckligt styv, som till exempel en cementbunden spånskiva eller motsvarande, bör knäcklängden som används vid dimensionering väljas till avståndet mellan vindfackverkets knutar (knäcklängden är då a , se figur 10.4).



Figur 10.4 Ramens och ramhörnets knäckning ut ur plan. Taksystemet består av ett styvt skivmaterial, till exempel av profilerad plåt.



Lysingsbadet, Västervik.

Rambalkens knäckning ut ur plan

Knäckning ut ur ramens plan ska kontrolleras i de icke stagade områdena på samma sätt som för tryckta balkar, enligt modellen som visas i figur 10.5.

Dimensioneringsvillkoret är:

$$10.7 \quad \begin{cases} \left(\frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,y,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z'} \cdot f_{c,0,d}} \leq 1 \\ \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z'} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1 \end{cases}$$

där:

$\sigma_{c,0,d}$ är dimensioneringsvärdet för tryckspänningen parallellt fibrerna.

$\sigma_{m,y,d}$ är dimensioneringsvärdet för böjspänningen kring y-axeln.

$f_{c,0,d}$ är dimensioneringsvärdet för tryckhållfastheten parallellt fibrerna.

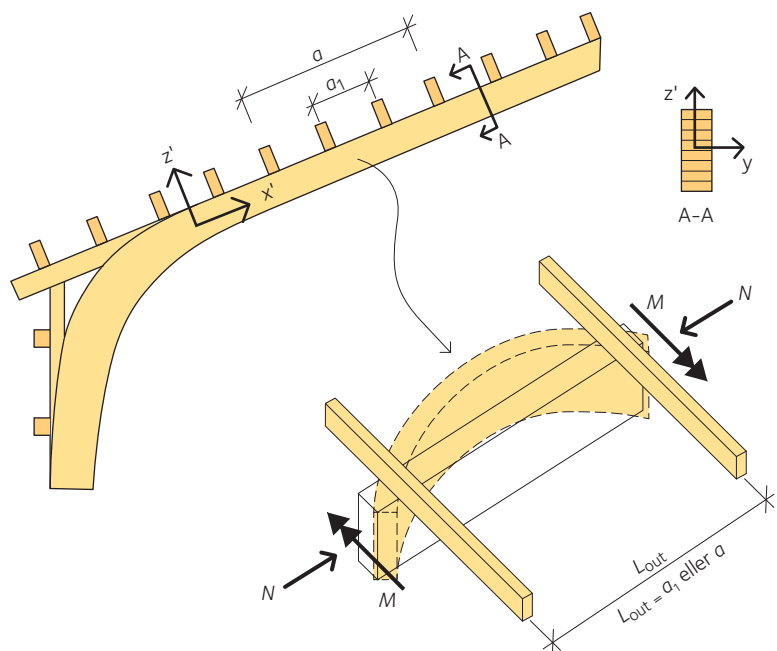
$f_{m,y,d}$ är dimensioneringsvärdet för böjhållfastheten kring y-axeln.

$k_{c,z'}$ är reduktionsfaktorn som beaktar knäckning ut ur planet (alltså kring z'-axeln, se figur 10.4, sidan 143).

k_{crit} är reduktionsfaktorn som beaktar vippning, se avsnitt 4.1.3, sidan 55.

k_m är en faktor som beaktar omfördelning av spänningar och inverkan av inhomogeniteter i materialets tvärsnitt. Den antar värdet 0,7 för rektangulärt tvärsnitt.

För mer detaljerad information om de använda beteckningarna, se också kapitel 4, sidan 53.



Figur 10.5 Modell för att kontrollera rambalkens knäckning ut ur plan. Om takmaterialet är tillräckligt styvt kan knäcklängden antas vara a_1 . I annat fall ska knäcklängden antas vara a , se också figur 10.4, sidan 143.

De krökta delarnas knäckning ut ur plan

Vanligtvis stagas ramarna inte i området vid ramhörnet. Tyngdkraften förorsakar negativa böjmoment vid hörnet vilket medför tryckspänningar i tvärsnittets underkant. Därtill förekommer tryckspänningar förorsakade av normalkraften i detta område. Därför ska ramhörnet kontrolleras för samtidig tryck och böjning. Dimensioneringsvillkoren som ska uppfyllas är desamma som för rambalken, se *ekvation 10.7*, med undantag för koefficienten k_r , se *kapitel 7, sidan 102*, som beaktar att hållfastheten reduceras på grund av att lamellerna kröks vid tillverkningen.

$$\begin{cases} \left(\frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{\text{crit}} \cdot k_r \cdot f_{m,y,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z'} \cdot f_{c,0,d}} \leq 1 \\ \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z'} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_r \cdot f_{m,y,d}} \leq 1 \end{cases} \quad 10.8$$

Vid beräkning av det kritiska böjmomentet M_{crit} som används vid bestämning av det motsvarande slankhetstalet och reduktionsfaktorn k_{crit} , se *avsnitt 4.1.3, sidan 55*, bör följande ekvation användas:

$$M_{\text{crit}} = \frac{\pi}{s_0} \cdot \sqrt{(E \cdot I_z) \cdot (G \cdot k_v)} + \frac{(E \cdot I_z) + (G \cdot k_v)}{2 \cdot r} \quad 10.9$$

där:

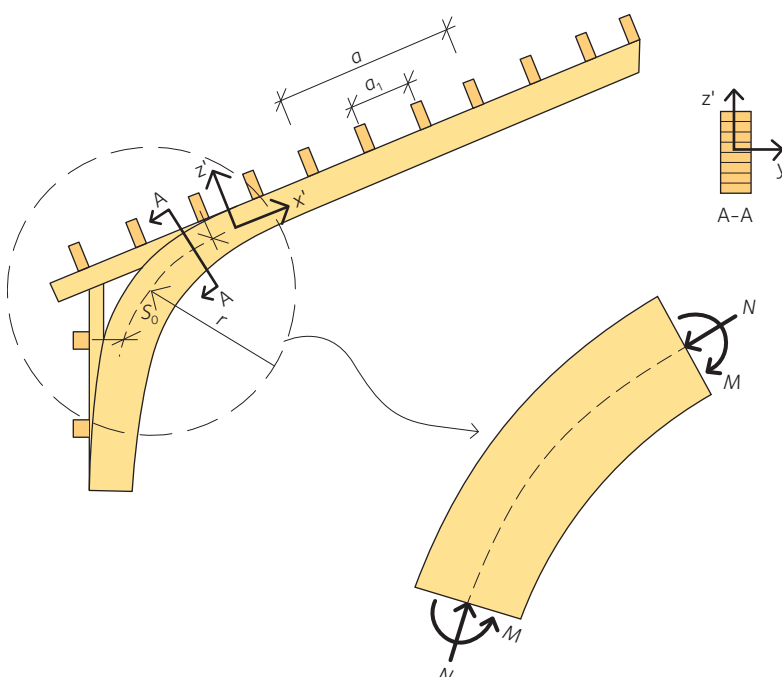
$$I_z = \frac{b^3 \cdot h}{12}$$

och:

$$k_v = \frac{b^3 \cdot h}{3} \cdot \left(1 - 0,63 \cdot \frac{b}{h} \right)$$

där k_v är vridstyvhetens tvärsnittsfaktor.

Observera att när $r \rightarrow \infty$, blir *ekvation 10.9* identisk med ekvationen för det kritiska böjmomentet för raka konstruktionsdelar utsatta för konstant böjmoment, se *kapitel 4, sidan 53*.



Figur 10.6 Modell för att kontrollera ramhörnets knäckning ut ur plan.

10.4.2 Knäckning i plan (knäckning kring den styva axeln)

Knäckning i ramens plan är i allmänhet mera komplicerad än för vanliga tryckta och böjda konstruktionsdelar. Beräkningarna för ramar kan utföras på två olika sätt, nämligen:

1. Linjär knäckningsanalys.
2. Andra ordningens analys.

Linjär knäckningsanalys

Linjär knäckningsanalys tillämpas på samma sätt som för samtidigt tryckta och böjda konstruktionsdelar. Spänningarna som förorsakas av de yttre lasterna beräknas med hjälp av linjär elasticitetsteori varvid man bedömer jämvikten i det odeformerade statiska systemet. Spänningarna som förorsakas av geometriska imperfektioner i ramens plan och ut ur plan och de uppkomna deformationerna, beaktas så att tryckhållfastheten och böjhållfastheten multipliceras med reduktionsfaktorerna som beaktar knäckning, k_c och k_{crit} . Här är k_c reduktionsfaktorn för knäckning vid axiella tryckkrafter. För de vanliga höjd-spännviddsförhållandena är den första knäckningsmoden vanligtvis asymmetrisk och har en form som visas i figur 10.7.

När knäcklasten beräknas med hjälp av den förenklade analysen, behövs knäcklängden L_e . Den kan bestämmas antingen med hjälp av a) numerisk analys, till exempel linjär knäckningsanalys som utförs med hjälp av ett datorprogram som utnyttjar finita elementmetoden, eller b) empiriska ekvationer.

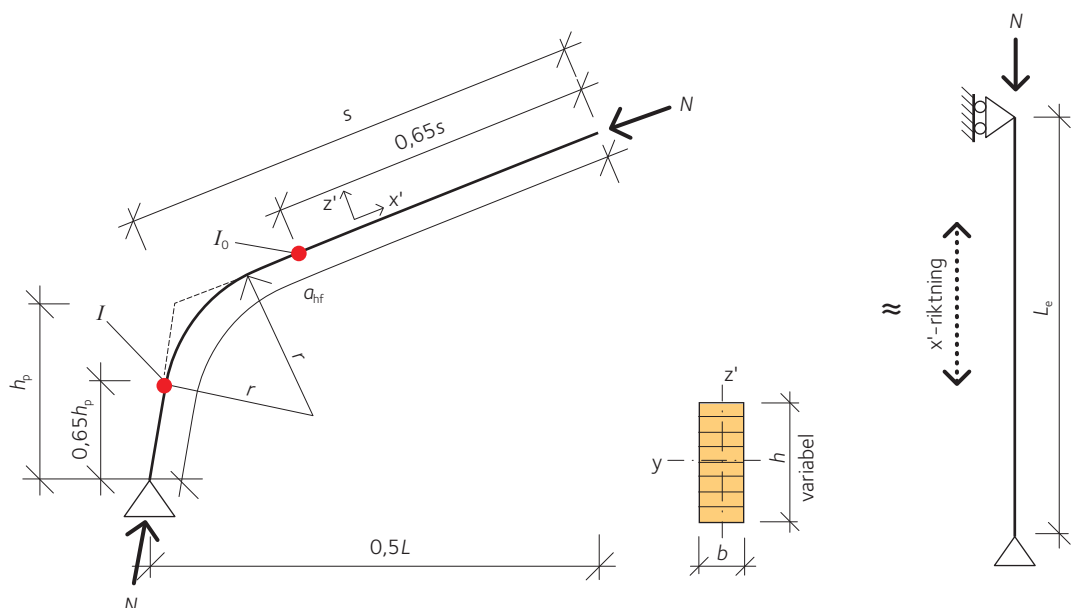
Som en första approximation kan knäcklängden antas vara:

$$10.10 \quad L_e \approx 1,25 \cdot a_{hf}$$

där a_{hf} är den böjda längden av halva ramen, se figur 10.8.

För en mera sofistikerad analys kan följande ekvation i den tyska tränormen, DIN EN 1995-1-1/NA, användas:

$$10.11 \quad L_e \approx h_p \cdot \sqrt{4 + \frac{I_0}{I} \cdot \frac{s}{h} \cdot \left(\pi^2 + \frac{s}{h_p} \right)}$$



Figur 10.8 Modell av treledsramens knäcklängd i plan.

Tröghetsmomenten I och I_0 beräknas vid avstånden $0,65 \cdot h$ och $0,65 \cdot s$ från stödet och nocken, se figur 10.8, sidan 146.

Dimensioneringsvillkoret är:

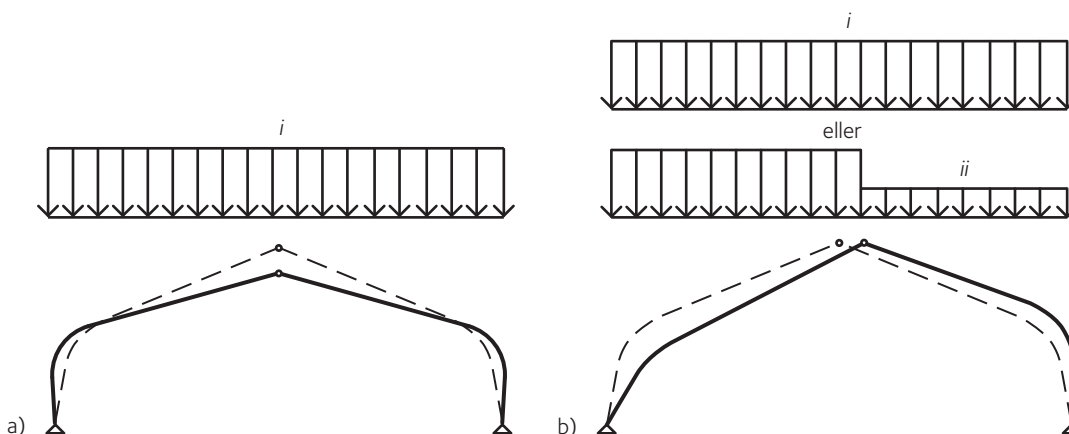
$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{k_r \cdot f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} \leq 1$$

där $k_{c,y}$ är reduktionsfaktorn som beaktar knäckning i plan (alltså knäckning kring y-axeln, se figur 10.8, sidan 146) och de andra symbolerna som i ekvation 10.7, sidan 144 och i kapitel 4, sidan 53, samt i kapitel 7, sidan 102.

Icke-linjär analys

När belastningen ökar i en tryckt konstruktion ökar också deformationerna, och dessa ger större böjmoment som i sin tur ger större deformationer. Om man fortsätter öka belastningen leder denna process så småningom till att spänningen någonstans i konstruktionen överskrider materialets hållfasthet och därmed att brott uppstår. En geometrisk icke-linjär beräkning tar hänsyn till att moment (orsakat av tillskottsdeformationer) ökar med ökande axiellast. Om den icke-linjära beräkningen även tar hänsyn till strukturens initiella imperfektioner kommer resultatet att ge de "riktiga" snittkrafterna. Dessa snittkrafter kan användas direkt för dimensioneringen, utan behov av att manipulera dessa med eventuella reduktionsfaktorer för knäckning (det vill säga k -faktorer). Dimensioneringen utförs därmed genom att kontrollera tvärsnittet för samtidig tryck och böjning utan hänsyn till risk för knäckning (det vill säga genom att sätta reduktionsfaktorn för knäckning till $k_c = 1,0$).

Detta sätt att dimensionera en träkonstruktion är otänkbart utan användning av lämpliga finita elementprogram. Sådana program finns nu på marknaden och hur till exempel de geometriska imperfektionerna bör hanteras beror i viss mån på vad det aktuella programmet erbjuder för modelleringsmöjligheter. Ofta är den lägsta knäckningsmoden en god approximation för formen på den initiella imperfektionen, se figur 10.9. Alternativt kan man använda deformationerna som erhålls ur en linjärelastisk analys med aktuellt lastfall som indata för de initiella imperfektionerna i strukturen. Typiskt värde på imperfektionens maximala amplitud vid beräkning av limträkonstruktioner är cirka $L/400$ enligt Eurokod 5 (se figur 5.3 i SS-EN 1995-1-1).



Figur 10.9 Initiella (geometriska) imperfektioner som motsvarar lastfallen i och ii enligt icke-linjär analys.

- a) Symmetrisk knäckning,
b) asymmetrisk knäckning eller knäckning med sidoförskjutning.

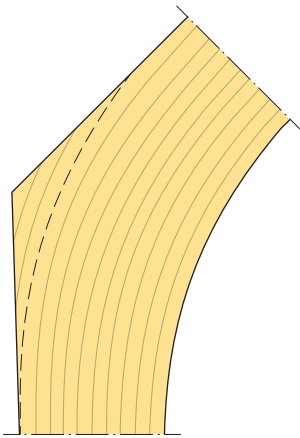
10.12



Maskinhall, Söderköping.

10.5 Dimensionering av ramhörn

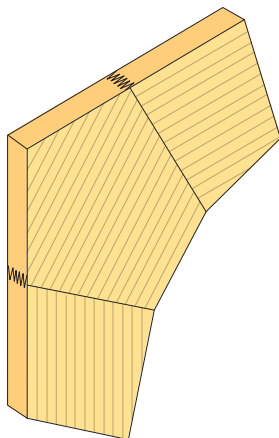
10.5.1 Krökta ramhörn



Figur 10.10 Krökt ramhörn med en samverkande påsalad hörnkil.

Krökta ramhörn utformas vanligtvis med konstant tvärsnitt och ibland med en påsalning av ytterhörnet enligt *figur 10.10*. För förenklad tillverkning och också för att undvika hållfasthetsreduktion väljer man vanligtvis ganska stort förhållande mellan krökningsradien och lamelltjockleken, $r_{in}/t \approx 240$. Ofta är lamelltjockleken $t = 33$ mm och krökningsradien $r = 8$ m när man tillverkar krökta ramhörn. Påsalningen (utanför den streckade linjen i figuren) kan antingen samverka med konstruktionen (samverkan med pålimmad kil) eller vara enkelt fastspikad eller skruvad. Radiella dragspänningar vinkelrätt mot fiberriktningen ska kontrolleras vid lastfall som ger positiva moment i ramhörnet (dragspänningar vid innerkanten) – vanligtvis lastkombinationer med vindlast som huvudlast. Dimensionering av ramhörn utförs som för nockpartiet hos bumerangbalkar, se *kapitel 7, sidan 102*.

10.5.2 Fingerskarvade ramhörn



Figur 10.11 Fingerskarvat ramhörn med mellanstycke.

Fingerskarvade ramhörn tillverkas vanligtvis med hjälp av ett separat mellanstycke, se *figur 10.11*. Mellanstycket minskar vinkeln mellan kraft- och fiberriktning i skarvsnittet vilket påverkar ramhörnets bärförmåga gynnsamt. Vanligtvis, alltså när huvudlasten förorsakar negativt böjmoment i ramhörnet (tryckspänningar vid innerkanten), bör lamellriktningen i både rambalken och rambenet vara parallell med ramens utsida, se *figur 10.11*. Mellanstyckets lamellriktning är vanligtvis parallell med ramens undersida.

De två skarvarna i ramhörnet kontrolleras enligt följande empiriskt grundade metod:

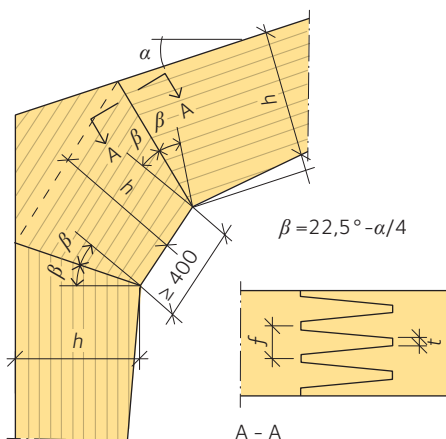
- Böjmomentet M_{joint} och axialkraften N_{joint} vinkelrätt mot skarvsnittet beräknas i vardera skarvens centrum.
- Den effektiva tvärsnittsarean och det effektiva böjmotståndet i skarvsnittet beräknas. Med beteckningar enligt *figur 10.12* gäller följande uttryck:

$$10.13 \quad A_{joint} = \frac{b \cdot h}{\cos \beta} \cdot \left(1 - \frac{t}{f}\right)$$

$$10.14 \quad W_{joint} = \frac{b \cdot h^2}{6 \cdot \cos^2 \beta} \cdot \left(1 - \frac{t}{f}\right)$$

där:

- t är skarvprofilens spetsbredd.
- f är skarvprofilens fingerdelning.



Figur 10.12 Fingerskarvat ramhörn med mellanstycke, beteckningar och geometri.

Tabell 10.1 Reduktionsfaktorn k_α som funktion av vinkel β .

Vinkeln β	Reduktionsfaktorn k_α
$\beta \leq 11,25^\circ$	$k_\alpha = 0,33$
$11,25^\circ < \beta \leq 18,75^\circ$	$k_\alpha = 0,533 - 0,0178 \cdot \beta$
$18,75^\circ < \beta \leq 22,5^\circ$	$k_\alpha = 0,20$

Förhållandet t/f är vanligtvis 0,1 – 0,2. Om fingerprofilen inte är känd i förväg, kan termen i parentesen i *ekvation 10.13* och *10.14* därför ersättas med 0,8.

- Dimensioneringsvärdet för tryckhållfastheten $f_{c,\alpha}$ bestäms utgående från vinkeln β mellan de axiella krafterna och fiberriktningen, se *kapitel 4, sidan 53*.
- Vid lastkombinationer som ger tryckspänningar på ramhörnets insida gäller följande dimensioneringsvillkor:

$$\frac{N_{\text{joint}}}{A_{\text{joint}}} + \frac{M_{\text{joint}}}{W_{\text{joint}}} = f_{c,\alpha}$$

10.15

- Vid lastkombinationer som ger dragspänningar på ramhörnets insida, vanligtvis lastkombinationer med vindlast som huvudlast, gäller följande dimensioneringsvillkor:

$$\frac{N_{\text{joint}}}{A_{\text{joint}}} + \frac{M_{\text{joint}}}{W_{\text{joint}}} = k_{\alpha} f_{c,\alpha}$$

10.16

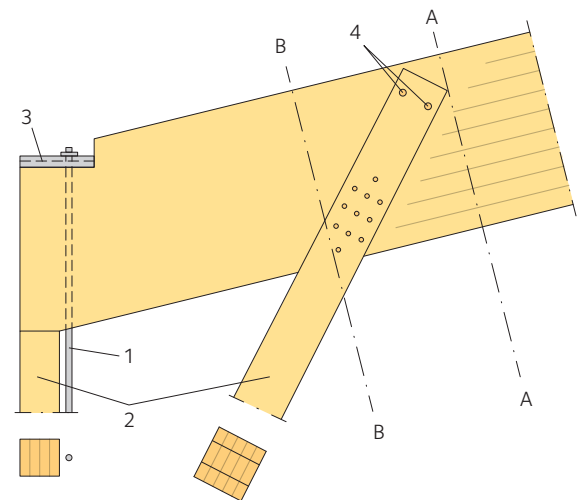
där faktorn k_{α} påverkas av vinkeln β mellan de axiella krafterna och fiberriktningen i skarvsnittet, se *tabell 10.1*.

10.5.3 Hörn i sammansatta ramar

Sammansatta ramhörn kan utformas på många olika sätt. I ramar med inre ramben enligt *figur 10.13* kontrolleras tvärsnitt A med avseende på tryckkraft och samtidigt böjmoment enligt *avsnitt 10.5.2, sidan 148*, varvid dimensioneringsvärdena på tryck- och böjhållfasthet eventuellt reduceras med hänsyn till knäckning i ramens plan och ut ur planet. Dessutom kontrolleras skjuvspänningarna i tvärsnitt B.

Det yttre rambenet dimensioneras vanligtvis för axiellkrafter och eventuellt för samtidigt böjmoment förorsakat av vindlast. Om lasterna huvudsakligen förorsakas av tyngdkraften, uppstår stora dragkrafter i det yttre rambenet. Dessa kan föras ned i grunden med hjälp av en dragstång av stål enligt *figur 10.13*, medan förekommande moment och tryckkrafter tas upp av en enkel trästräva. Dragstången bör fästas i rambalkens överkant, snarare än vid dess underkant, för att minimera risken för fläkning.

Det inre rambenet dimensioneras som en pelare utsatt för tryckkrafter och eventuella böjmoment, om förbandet mellan benet och överramen är sådant att det ger upphov till excentriska krafter. Förbandet mellan rambalken och rambenet utförs ofta på så sätt att tryckkrafterna huvudsakligen överförs i underkanten av rambalken, helst med hjälp av anliggning. Detta kan åstadkommas med hjälp av en pålimmad knap under balken, se *figur 10.14, sidan 151*. Det finns ännu en risk för att kontaktytorna pressas in i varandra, ungefär på samma sätt som när man trycker två borstar mot varandra. För att förhindra detta kan det vara lämpligt att använda en stålplåt eller motsvarande i förbandet. Limfogen mellan knapen och balken kan förstärkas med en eller flera fullt gängade skruvar för att överföra eventuella dragkrafter, till exempel om kontaktytorna eventuellt inte passar fullständigt ihop.



Figur 10.13 Sammansatt ramhörn med skruvförband mellan rambalken och det inre benet.

- 1) Dragband av stål,
- 2) trycksträva av trä,
- 3) "U-profil" av stål,
- 4) överstora skruvhål.

Förbandet kan kontrolleras på följande sätt:

- Kontrollera kontaktrycket $\sigma_{c,\alpha,d}$ mellan rambenet och knapen av limträ:

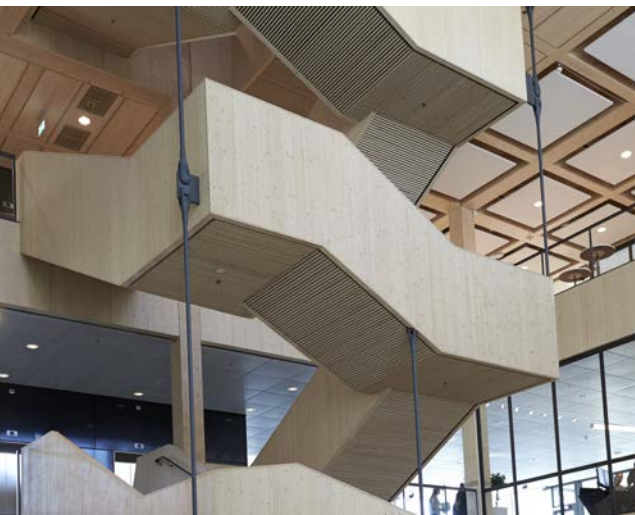
$$10.17 \quad \sigma_{c,\alpha,d} = \frac{N}{b \cdot a} \cdot \cos \beta \leq f_{c,\alpha,d}$$

där $f_{c,\alpha,d}$ är tryckhållfastheten i vinkeln α mot fiberriktningen, beräknad som i *kapitel 4, avsnitt 4.1.5, sidan 61*, där $\alpha = \beta$ används som vinkeln mellan kraftens riktning och fiberriktningen. b är rambenets bredd vinkelrätt mot ramens plan.

- Kontrollera skjuvspänningen mellan knapen och rambalken:

$$10.18 \quad \tau_d = \frac{N}{b \cdot s} \cdot \cos \beta \leq 0,5 \cdot f_{v,d}$$

där $f_{v,d}$ är limträets skjuvhållfasthet (i *ekvation 10.18* reduceras $f_{v,d}$ med en faktor 0,5 enligt empiriska resultat). Vidare ska man kontrollera att knapens längd s är åtminstone 200 mm och att förhållandet mellan knapens längd och djup är åtminstone 6 (alltså $s/a \geq 6$). Större längder än $s = 8 \cdot a$ kan inte utnyttjas. Detta betyder att om $s \geq 8 \cdot a$, ska värdet på s i *ekvation 10.18* sättas till $8 \cdot a$.



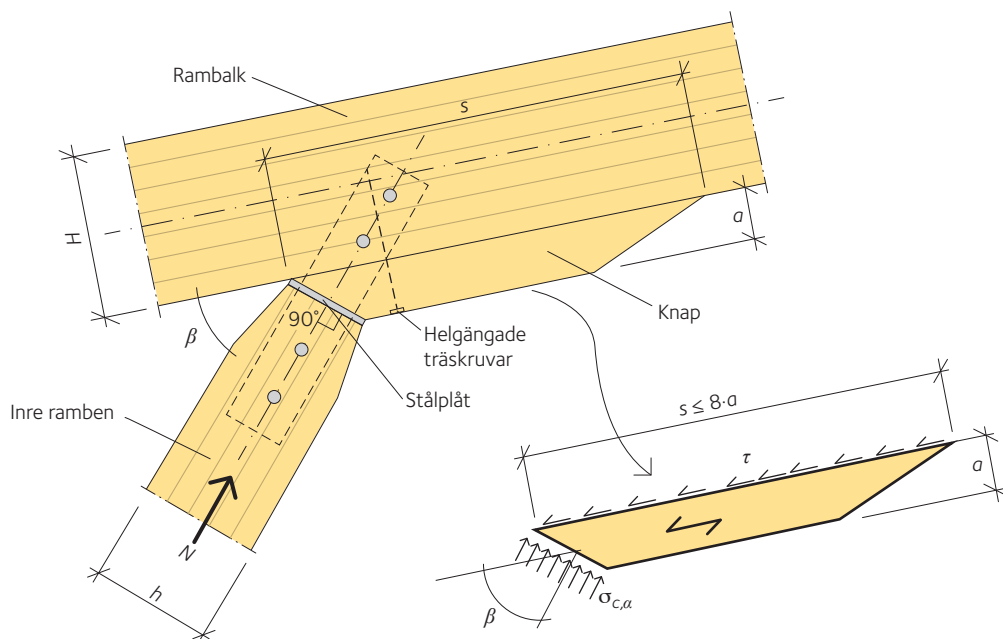
Ulls hus, Uppsala.

10.6 Deformationskontroll

Treledsramarnas delar tillverkas vanligtvis utan överhöjning. I vissa fall, när till exempel deformationer på grund av fuktvariationer är aktuella, kan överhöjning vara nödvändig.

Vanligtvis utförs bruksgränskontroll genom att beräkna nedböjningen vid nocken. Beräkningen utförs enklast med hjälp av något dimensioneringsprogram baserat på finita elementmetoden.

I dagens byggregler finns inga rekommendationer för nedböjningsgränser, eftersom sådana gränser är relaterade till byggnadens avsedda användning. Den slutliga nedböjningen förorsakad av egen tyngd och relevanta variabla laster inklusive krypning bör under inga omständigheter överstiga 1/200 av spännvidden.



Figur 10.14 Sammansatt ramhörn, inre krafter och beteckningar. Vinkeln β mellan överramen och inre rambenet är vanligtvis 45 – 60°.

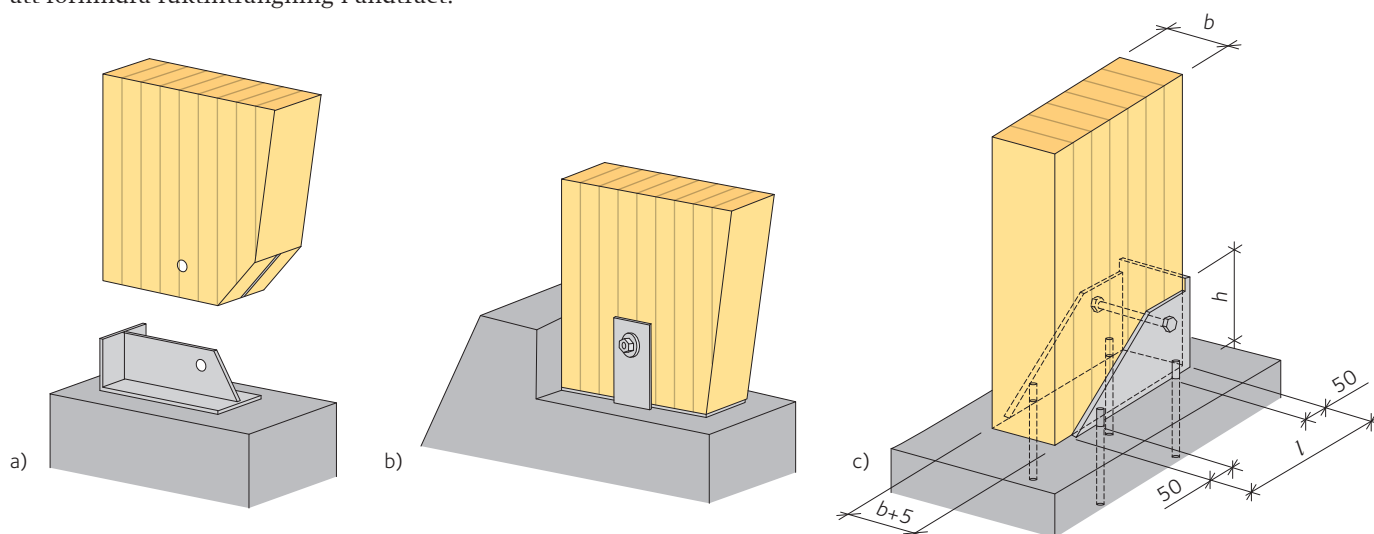
10.7 Detaljer

Ledad fundamentanslutning av ramar med krökt eller fingerskarvat ramhörn

Förbanden mellan ramen och grundkonstruktionen utförs som nästan momentfria leder. Beroende på valet av förbandstyp, överförs förhållandevis små böjmoment. De är vanligtvis så små att de inte behöver beaktas när ramen dimensioneras, även om de har betydelse när själva förbandet och dess förankring dimensioneras.

Förutom att förbandet ska tillåta rotation i förhållande till den styvare axeln, ska förbandet kunna överföra både vertikala och horisontella krafter, se figur 10.15.

Man ska komma ihåg behovet av toleranser när man använder ståldelar ingjutna i betong, se till exempel figur 10.15 c). En fuktspärr under trädelen rekommenderas alltid, också i klimatklass 1 och 2, för att förhindra fuktinträngning i ändträet.



Figur 10.15 Möjliga utföranden för fundamentanslutning av krökta och fingerskarvade ramar.

- Med inslitsad stålplåt och med bakre plåt,
- med stållaskar och betongklack,
- med sidoplåtar och bakre plåt.

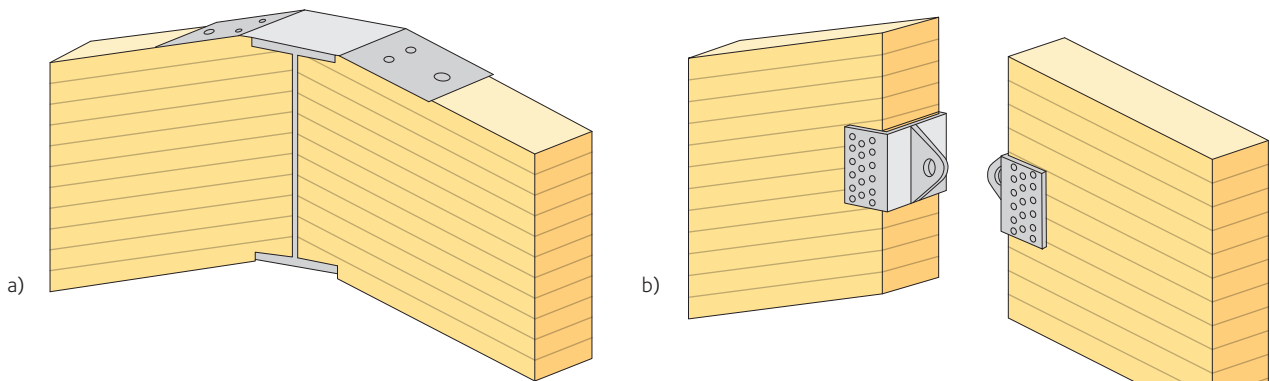
Ledad nockskarv

Ledade nockskarvar överför horisontella och vertikala krafter. Moment överförs endast i begränsad omfattning och beaktas inte vid dimensionering. Förbandet ska inte förhindra rambalkarnas vinkeländringar. Om denna rörelse inte kan ske fritt uppstår tilläggsspänningar som kan leda till skador i konstruktionen som inte går att förutse, i regel sprickor i träet.

Skarven kan göras på samma sätt som nockskarven för treledstakstolar som visas i *kapitel 9, sidan 131*. Några andra möjligheter visas i *figur 10.16*.

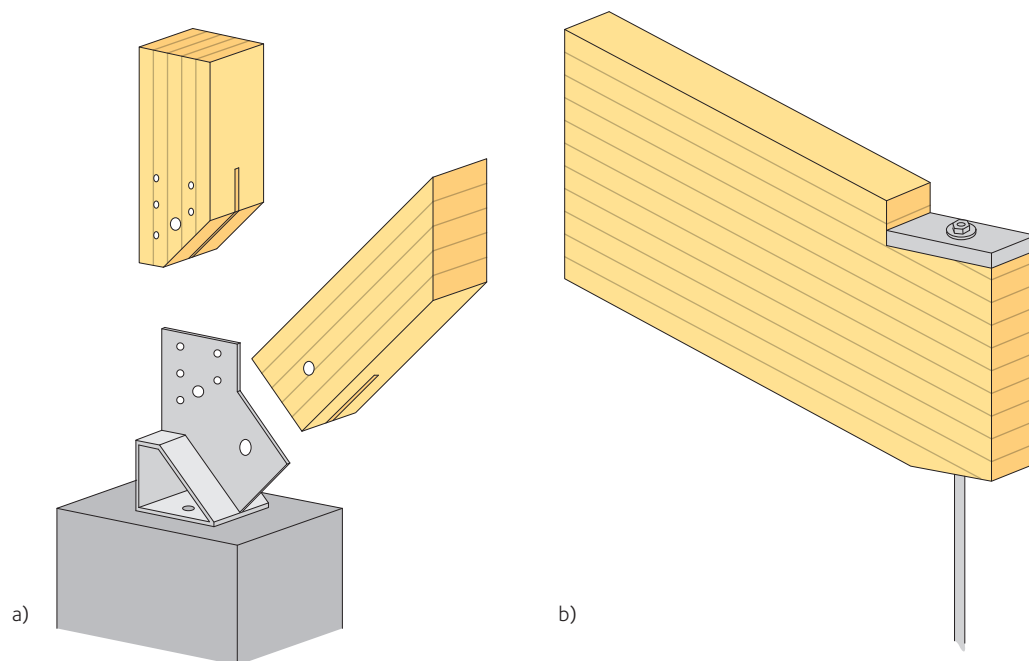
Några detaljer för en sammansatt ram

Figur 10.17 visar några möjliga utföranden på upplaget och på förbandet mellan dragbandet av stål och rambalken.



Figur 10.16 Ledad nockskarv.

a) Med slitsade rambalkar för anpassning till en ståldel med I-tvårsnitt samt nockplåt för överföring av dragkrafter, b) med ledad tapp.



Figur 10.17 Exempel på detaljer för sammansatta ramar.

a) Infästningen i upplaget, b) förbandet mellan dragbandet av stål och rambalken.

Bågar

Bågkonstruktioner är väl lämpade att utföras i limträ, då materialet utan större merkostnad kan framställas i krökta former och med varierande tvärsnittshöjd. Vanligtvis används massiva tvärsnitt med konstant höjd, men även sammansatta I-tvärsnitt eller lådtvärsnitt förekommer, särskilt vid större spännvidder.

Bågens form väljs så att böjmomenten blir så små som möjligt. Detta innebär att bågformen följer trycklinjen för den dominerande lastkombinationen. Momentpåverkan kan dock inte undvikas helt, eftersom flera lastkombinationer måste beaktas, som var för sig har olika trycklinjer. Som kompromiss väljer man ofta parabelform eller cirkelform med ett förhållande mellan bågens pilhöjd och spännvidd f/l ungefär 0,14 – 0,15. Av funktionella skäl, till exempel för att öka den fria höjden nära stöden, kan elliptisk eller annan bågform väljas. **Observera** att i sådana fall blir gränsen mellan båg- och ramkonstruktioner flytande. Samma resultat kan också uppnås om man lägger upp bågen på pelare, se figur 11.1. De horisontella upplagsreaktionerna som bågverkan ger upphov till, ska i detta fall tas upp av dragband mellan stöden.

När bågen anläggs direkt på grundplatta eller fundament av betong, till exempel som i figur 11.2 a), kan horisontalkrafterna tas upp av fundamenten, om grundförhållandena så medger, se figur 11.2 b), eller av dragband under grundplattan, alternativt ingjutna i denna, se figur 11.2 c). För att begränsa de horisontella upplagsreaktionernas storlek bör man välja pilhöjden lika stor eller större än 0,14 – 0,15 av bågens spännvidd. För en parabelbåge eller cirkelbåge motsvarar detta en lutning vid stöden som är ungefär 30°. Vanligtvis utförs bågarna så att förhållandet mellan bågens pilhöjd och spännvidd är $0,14 \leq f/l \leq 0,30$.

11.1 Några nyttiga geometriska samband för låga bågar 155

11.2 Preliminär dimensionering 155

11.3 Dimensionering av treledsbågar 155

11.3.1 Inre krafter och stödreaktioner 156

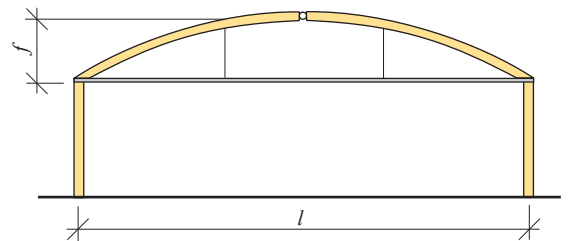
11.4 Stabilitetskontroll 159

11.4.1 Knäckning ut ur plan (knäckning kring den veka axeln) 159

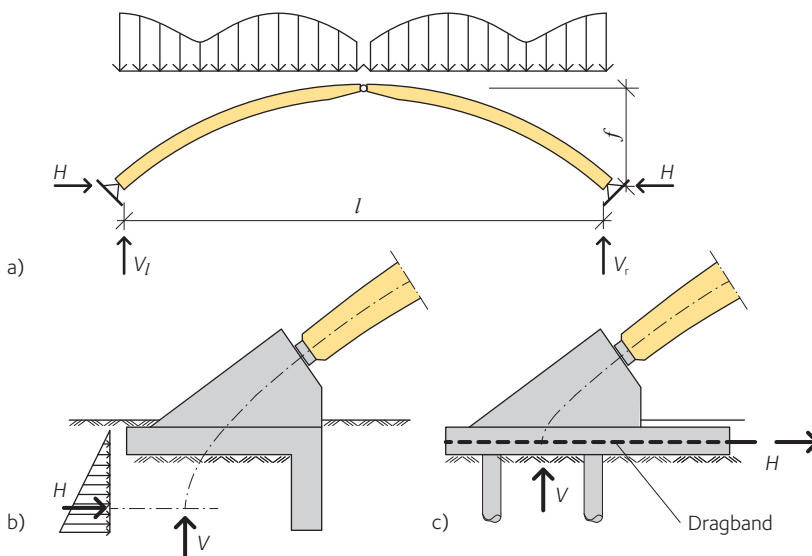
11.4.2 Knäckning i plan (knäckning kring den styva axeln) 160

11.5 Dragspänningar vinkelrätt mot fiberriktningen och skjuvspänningar 164

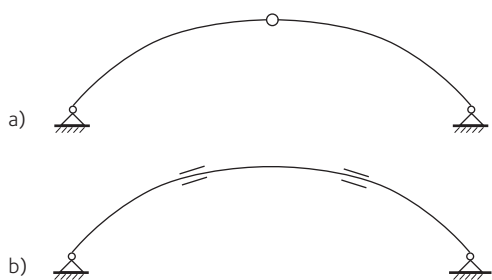
11.6 Detaljer 165



Figur 11.1 Båge med dragband, uppbyggd på pelare.



Figur 11.2 a) En båg som vilar direkt på fundamentet, b) horisontalkraften tas upp direkt av stödet och fundamentet, c) horisontalkraften tas upp av dragband i betongplattan.



Figur 11.3 Lämplig placering av skarvar i bågkonstruktioner.

- a) Treledsbåge,
b) tvåledsbåge.

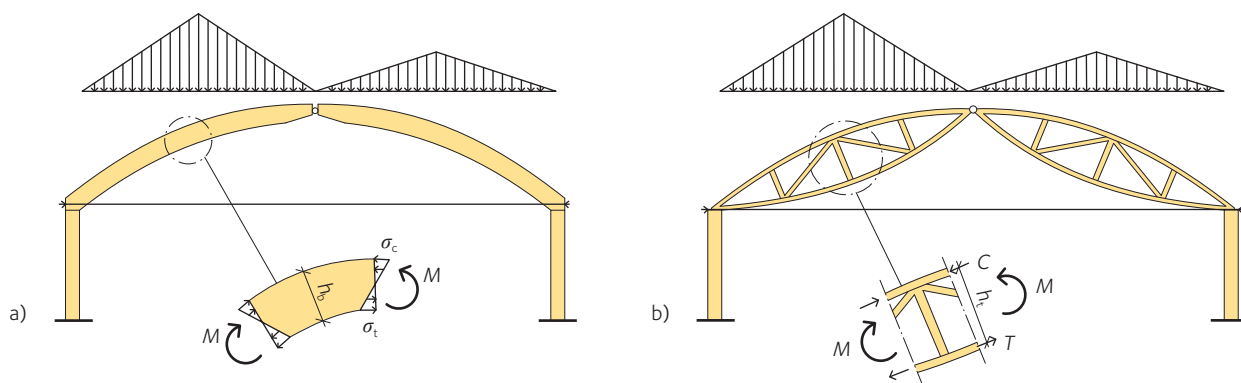
Val mellan två- eller treledsbågar görs med liknande överväganden som för ramkonstruktioner, se *kapitel 10, sidan 140*. Treledsbågar är således att föredra vid spännvidder upp till 60 – 70 m, medan större spännvidder vanligtvis kräver att bågen tillverkas och transporteras i tre eller flera delar, som sammanfogas momentstyvt på byggplatsen. I sådana fall väljs ett system med leder placerade vid upplagen (tvåledsbåge). Leder och momentstyva skarvar bör placeras enligt *figur 11.3*. Tvåledsbågen har nackdelen att den är statiskt obestämd, vilket betyder att den är känslig för till exempel stödets sjunkning och fuktförändringar.

Bågar utan leder används i allmänhet inte som bärande träkonstruktioner.

Bågar rekommenderas inte om konstruktionen utsätts för stora koncentrerade laster. Enstaka koncentrerade laster ökar avståndet mellan trycklinjen och systemlinjen, vilket ökar konstruktionens inre böjmoment. Stora "punktlaster" reducerar sålunda dramatiskt konstruktionens "bågbeteende". Verkan av sådana laster är mindre skadlig för tak som utsätts för stora permanenta jämnt fördelade laster.

Vissa byggbestämmelser, som Eurokod 1-3, förutsätter att effekten av snödrift ska beaktas vid dimensionering i form av en triangulär last på var sin båghalva, se *figur 11.4*. I vissa länder, som i Norge och Finland, bör man beakta ensidig triangulär last av snö. Sådana lastförhållanden ger upphov till förhållandevis stora böjmoment i bågen, särskilt om spännvidden är stor. Ett sätt att reducera böjmomentets verkan kan vara att man ökar bågens "inre momentarm", till exempel så att man väljer en konstruktion där vardera halvan består av ett bukformat fackverk, se *figur 11.4 b*).

Treledsbågen är den vanligaste limträbågen. Därför behandlas i följande avsnitt bara dess dimensionering. Se också *kapitel 10, sidan 140*.



Figur 11.4 Bågkonstruktioner utsatta för triangulär last.

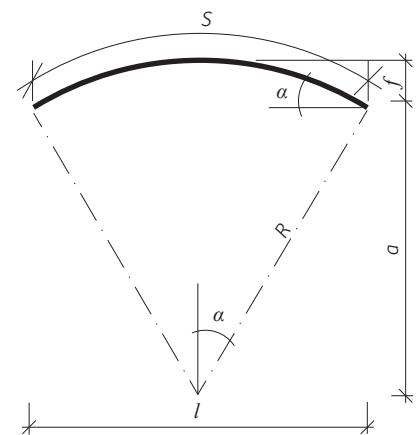
- a) En vanlig båge,
b) en bågkonstruktion som består av två bukformade fackverk som är sammansatta vidnocken.

Verkan av förhållandevis stora böjmoment M (fall a) kan betydligt reduceras om man väljer en konstruktion med större inre momentarm (fall b). (Kommentar: fall b är ingen båge utan en tredledstakstol.)

11.1 Några nyttiga geometriska samband för låga bågar

För cirkelformade bågar med godtyckligt förhållande mellan pilhöjd och spännvidd och för parabelformade bågar med förhållandet mellan pilhöjd och spännvidd $f/l \approx 0,14 - 0,15$, ges de relevanta geometriska egenskaperna i figur 11.5.

Observera att parabeln inte har en konstant radie, men vid små värden på förhållandet f/l sammanfaller parabeln och cirkeln nästan helt, vilket innebär att ekvationerna i figur 11.5 kan användas med tillräcklig noggrannhet för båda formerna.



Krökningsradie $R = \frac{l^2 + 4 \cdot f^2}{8 \cdot f}$

Vinkel vid stöd (grader) $\alpha = \arcsin\left(\frac{l}{2 \cdot R}\right)$

Bågens längd $s = 2 \cdot \alpha \cdot \frac{\pi}{180} \cdot R$

11.2 Preliminär dimensionering

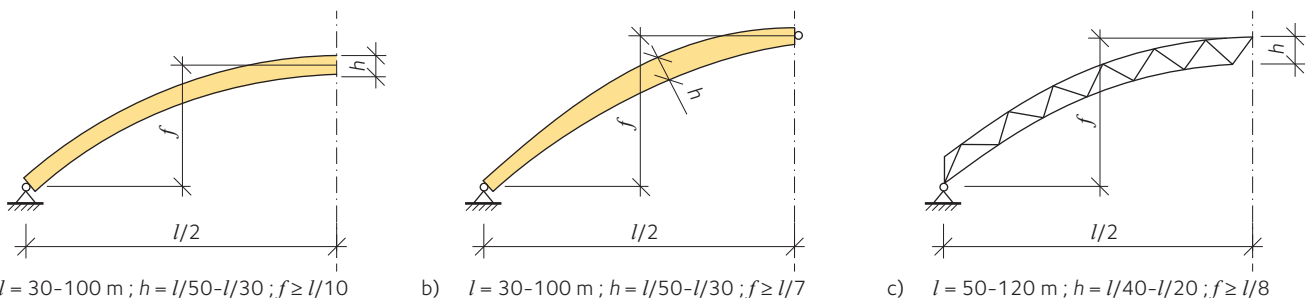
I allmänhet bestäms bågens form och eventuellt dess pilhöjd av arkitektoniska orsaker. Av ekonomiska orsaker och också för att begränsa den horisontella stödskraften bör man följa vissa tumregler beträffande förhållandet mellan pilhöjd och spännvidd, maximal spännvidd och motsvarande. I figur 11.6 ges anvisningar för preliminär dimensionering av tre olika bågtyper. Deformationer är sällan ett problem hos bågar och kan kontrolleras genom att justera båggradien vid dimensioneringen.

Figur 11.5 Låga bågars geometriska egenskaper.

11.3 Dimensionering av treledsbågar

Treledsbågen är stabil mot horisontalkrafter i sitt eget plan och statiskt bestämd, varför momentfördelningen inte påverkas av ojämna sättningar i grunden eller av oförutsedda deformationer i leder och anslutningar, se kapitel 10, sidan 140. Dessutom är treledsbågen ledat infäst i fundamenten, vilket förenklar grundkonstruktionen. Vid dåliga grundförhållanden kan horisontalkraften vid stöden tas upp med dragband i eller under grundplattan mellan fundamenten.

Beräkning av deformationer utförs vanligtvis med hjälp av dator och något av de på finita elementmetoden baserade beräkningsprogrammen.



a) $l = 30-100 \text{ m}; h = l/50-l/30; f \geq l/10$

b) $l = 30-100 \text{ m}; h = l/50-l/30; f \geq l/7$

c) $l = 50-120 \text{ m}; h = l/40-l/20; f \geq l/8$

Figur 11.6 Preliminär dimensionering av tre olika bågtyper.

- a) Tvåledsbåge,
- b) treledsbåge,
- c) fackverksbåge.



Gislavedsbron

11.3.1 Inre krafter och stödreaktioner

Normalkraften och tvärkraften i varje enskilt tvärsnitt av bågen beror på vinkeln α mellan bågens tangent i detta tvärsnitt och en horisontell linje, se figur 11.7.

Normalkraften N , i ett godtyckligt tvärsnitt längs med bågen kan beräknas enligt följande:

$$11.1 \quad N = H \cdot \cos \alpha + V_b \cdot \sin \alpha$$

Tvärfkraften V , i ett godtyckligt tvärsnitt längs med bågen, kan beräknas enligt följande:

$$11.2 \quad V = -H \cdot \sin \alpha + V_b \cdot \cos \alpha$$

där V_b är tvärfkraften i en fritt upplagd balk med samma spännvidd och samma vertikallast som bågen i fråga och H är stödreaktionens horisontella komponent, se figur 11.7.

Det kritiska tvärsnittet befinner sig vanligtvis ungefär i spännviddens fjärdedelspunkt. Vid detta tvärsnitt kan vinkeln α beräknas enligt följande:

$$11.3a \quad \alpha = \arcsin\left(\frac{l}{4 \cdot R}\right) \quad \text{för cirkelbågar}$$

$$11.3b \quad \alpha = \frac{180}{\pi} \cdot \arctan\left(\frac{2 \cdot f}{l}\right) \quad \text{för parabelbågar}$$

Vid spännviddens fjärdedelspunkt kan höjden y_0 för bågens systemlinje beräknas enligt följande:

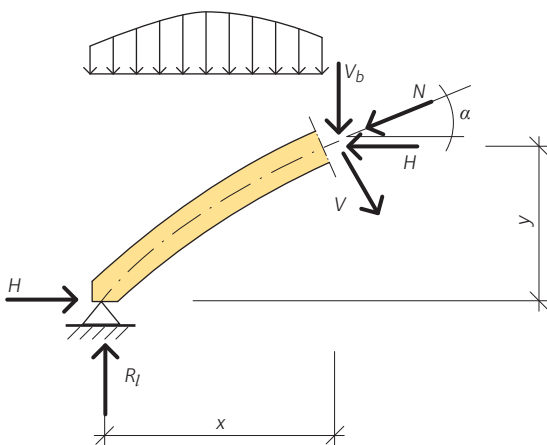
$$11.4a \quad y_0 = \frac{f}{2} - \frac{l^2}{8 \cdot f} + \sqrt{\frac{l^4}{64 \cdot f^2} + \frac{f^2}{4} + \frac{l^2}{16}} \quad \text{för cirkelbågar}$$

$$11.4b \quad y_0 = \frac{3}{4} \cdot f \quad \text{för parabelbågar}$$

De kritiska lastkombinationerna som vanligtvis gäller vid dimensionering av treledsbågar är:

- Permanenta laster + jämnt fördelad snölast.
- Permanenta laster + triangulär snölast – olika stora på vardera båghalvan.

Resten av detta avsnitt ger anvisningar för beräkning av stödreaktioner och de inre krafterna (normalkrafter, tvärfkrafter och böjmoment).



Figur 11.7 Inre krafter i ett godtyckligt tvärsnitt av bågen.

De följande anvisningarna gäller endast för cirkelformade bågar med förhållandet mellan pilhöjd och spännvidd $f/l \approx 0,15$ och för parabelformade bågar som uppfyller följande ekvation:

$$y = \frac{4 \cdot f}{l} \cdot \left(x - \frac{x^2}{l} \right)$$

där x -axeln börjar vid bågens stöd och y är höjden för bågens systemlinje.

Permanent laster + jämnt fördelad snölast

Vid belastning enligt figur 11.8, kan en treledsbåges stödreaktioner och inre krafter beräknas enligt följande:

Vertikal stödreaktion: (vid vänster stöd: R_l och vid höger stöd: R_r):

$$R_l = R_r = \frac{(q_r + g) \cdot l}{2}$$

Horisontell stödreaktion:

$$H = \frac{(q_r + g) \cdot l^2}{8 \cdot f}$$

Maximal normalkraft vid $\frac{1}{4}$ av spännvidden:

$$N = \frac{(q_r + g) \cdot l^2}{8 \cdot f} \cdot \cos \alpha + \frac{(q_r + g) \cdot l}{4} \cdot \sin \alpha$$

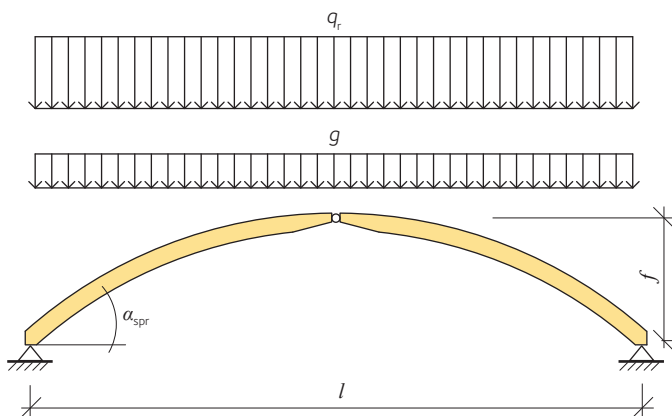
Böjmoment vid $\frac{1}{4}$ av spännvidden:

$$M \approx 0$$

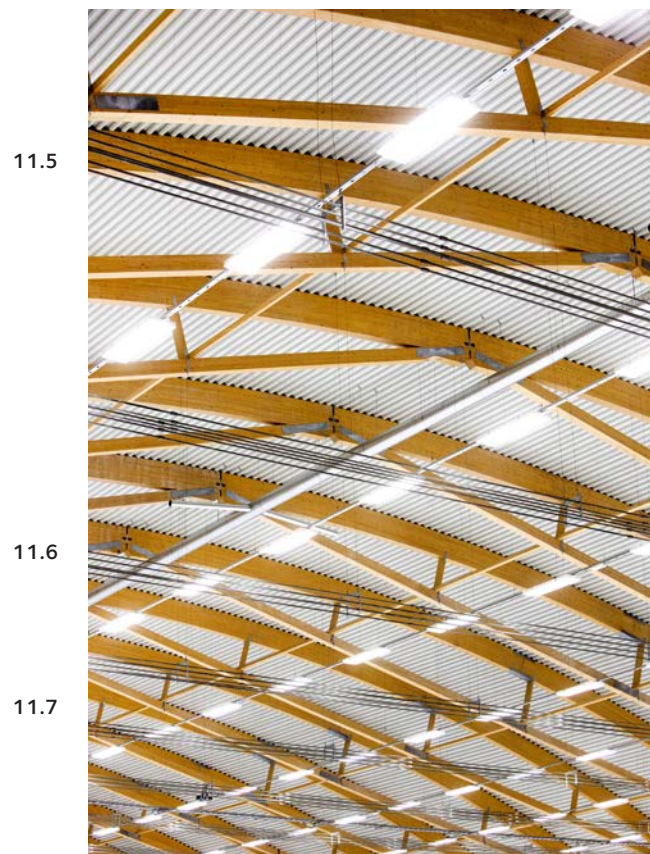
Tvärkraft vid stöd ($x=0$):

$$V_{sp} = -\frac{(q_r + g) \cdot l^2}{8 \cdot f} \cdot \sin \alpha_{spr} + \frac{(q_r + g) \cdot l}{2} \cdot \cos \alpha_{spr}$$

Tvärkraften vid bågens nock är lika med noll.



Figur 11.8 Treledsbåge belastad med permanent last och jämnt fördelad snölast.



Bandyhall, Nässjö.



Centralstationen, Stockholm.

Permanent laster + triangulär snölast

Vid belastning enligt figur 11.9, kan en treledsbåges stödreaktioner och inre krafter beräknas enligt följande:

Vertikal stödreaktion, vid vänster stöd:

$$11.11 \quad R_l = \frac{7}{32} \cdot q_t \cdot l + \frac{1}{2} \cdot g \cdot l$$

Vertikal stödreaktion, vid höger stöd:

$$11.12 \quad R_r = \frac{5}{32} \cdot q_t \cdot l + \frac{1}{2} \cdot g \cdot l$$

Horisontell stödreaktion:

$$11.13 \quad H = \frac{3}{64} \frac{(q_t) \cdot l^2}{f} + \frac{(g) \cdot l^2}{8 \cdot f}$$

Maximal normalkraft vid $\frac{1}{4}$ av spännvidden:

$$11.14 \quad N = \frac{l^2}{8 \cdot f} \cdot \left(g + \frac{3 \cdot q_t}{8} \right) \cdot \cos \alpha + \frac{l}{4} \cdot \left(g + \frac{3 \cdot q_t}{8} \right) \cdot \sin \alpha$$

Böjmoment vid $\frac{1}{4}$ av spännvidden (y_0 enligt ekvation 11.4):

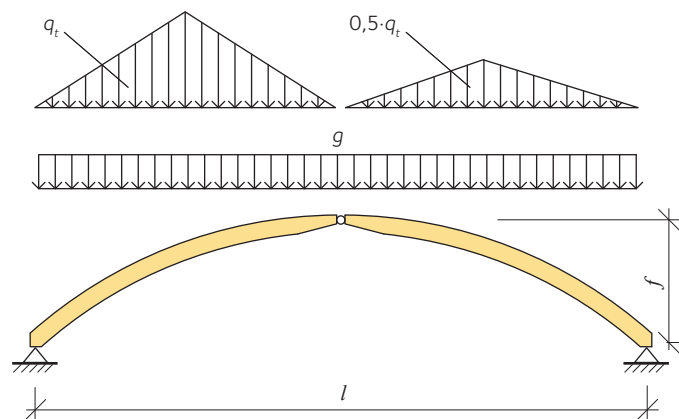
$$11.15 \quad M = \frac{q_t \cdot l^2}{22,6} - \left(\frac{3}{64} \frac{(q_t) \cdot l^2}{f} + \frac{(g) \cdot l^2}{8 \cdot f} \right) \cdot y_0$$

Tvärkraft vid stöd ($x=0$):

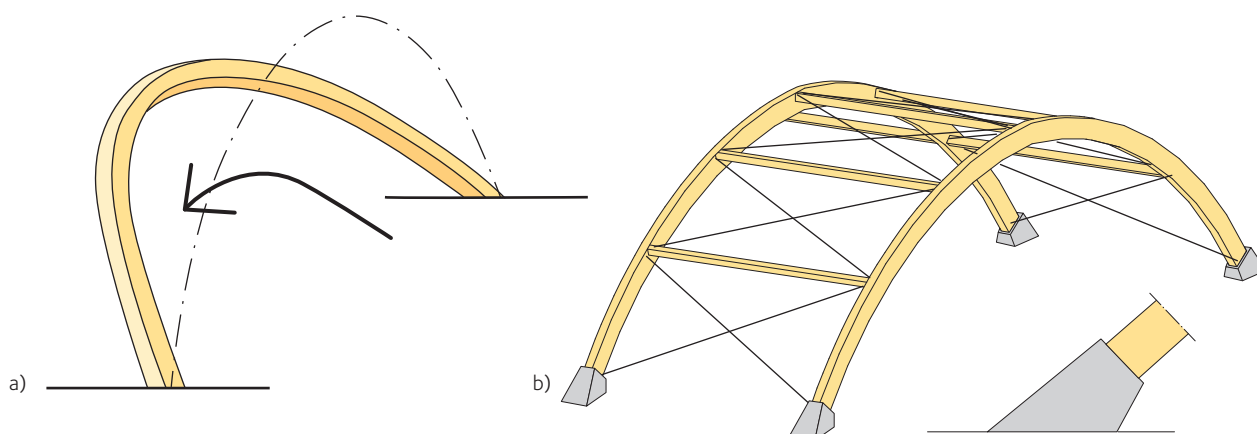
$$11.16 \quad V_{\text{spring}} = -\frac{l^2}{8 \cdot f} \cdot \left(g + \frac{3 \cdot q_t}{8} \right) \cdot \sin \alpha_{\text{spr}} + \frac{l}{2} \cdot \left(g + \frac{5 \cdot q_t}{16} \right) \cdot \cos \alpha_{\text{spr}}$$

Tvärkraft vid bågensnock:

$$11.17 \quad V_{\text{ridge}} = \frac{q_t \cdot l}{32}$$



Figur 11.9 Treledsbåge belastad med permanent last och triangulär snölast enligt Eurokod 1-3.



Figur 11.10 En båges beteende i sidled vid montage.

a) En båge kan tippa i sidled.

b) Stabilitet i sidled kan åstadkommas med sidostagning av bågar med hjälp av andra konstruktionsdelar, såsom takåsar tillsammans med krysstagning.

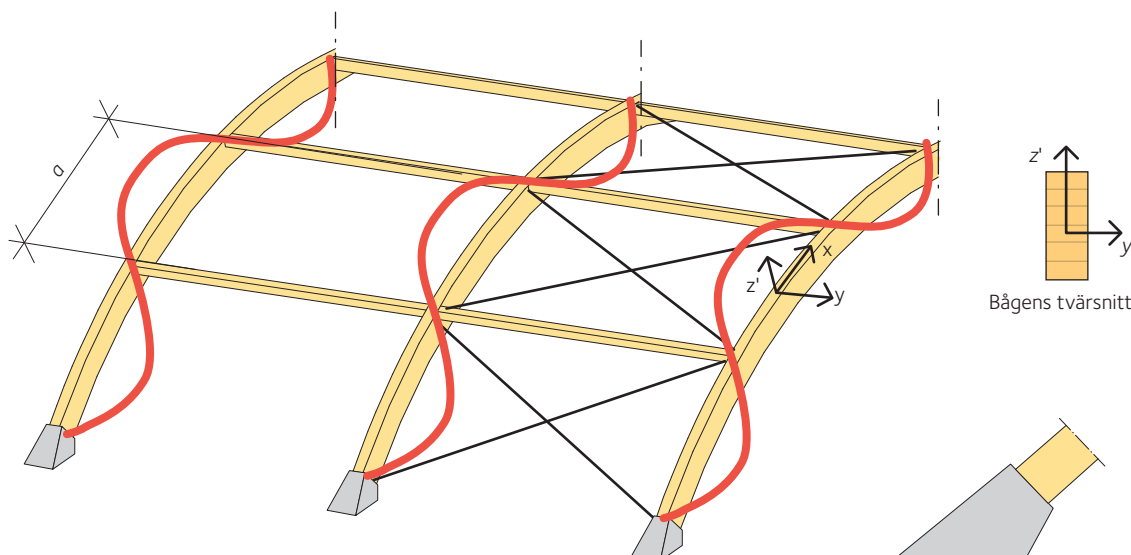
11.4 Stabilitetskontroll

Bågar är i allmänhet slanka konstruktioner och vid dimensioneringen ska man därför beakta, i ännu högre grad än vid dimensionering av ramar, knäckningsrisken både i bågens eget plan och ut ur bågens plan.

11.4.1 Knäckning ut ur plan (knäckning kring den veka axeln)

En vertikal båge ska stagas så att den inte tippar i sidled, *se figur 11.10 a*). Detta är särskilt viktigt vid montage. Två metoder kan tillämpas för detta. Det ena sättet är att fotpunkterna utförs fast inspända i sidled. Detta är förhållandevis svårt att åstadkomma och kräver också massiva grundkonstruktioner, särskilt för stora bärverk. Det andra mer vanliga sättet är att man monterar två bredvidliggande bågar samtidigt. Dessa bågar förses med temporär eller permanent stagning, vilket förhindrar att konstruktionen tippar, *se figur 11.10 b*).

Det andra stora problemet som gäller ramars och bågars beteende i sidled är knäckning ut ur konstruktionens plan. Eftersom träbågkonstruktioner kan vara rätt så slanka kan knäckning i sidled ske som i *figur 11.11*.



Figur 11.11 Sidostagade bågars knäckning ut ur plan; avståndet mellan stagpunkterna är a .

Ett sätt att öka stabiliteten i fråga om knäckning ut ur plan är att öka ramens eller bågens styvhet i sidled genom att öka tvärsnittets bredd. En annan metod är att reducera det inbördes avståndet mellan takåsarna eller att använda en styv takskiva på takåsarna. Det är uppenbart att takåsarna ska fästas i bågarna med ordentliga förband som förmår överföra stagkrafterna. I vanliga bågar kontrolleras knäckning ut ur plan som för andra tryckta och böjda konstruktioner mellan stagpunkterna. Dessa stagpunkter gör det enkelt att identifiera den kritiska längden för var och en av bågdelarna.

Dimensioneringsvillkoret är följande:

$$11.18 \quad \begin{cases} \left(\frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{\text{crit}} \cdot k_r \cdot f_{m,y,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z'} \cdot f_{c,0,d}} \leq 1 \\ \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z'} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_r \cdot f_{m,y,d}} \leq 1 \end{cases}$$

där:

- $\sigma_{c,0,d}$ är dimensioneringsvärdet för tryckspänningen parallellt fibrerna.
- $\sigma_{m,y,d}$ är dimensioneringsvärdet för böjspänningen kring y-axeln.
- $f_{c,0,d}$ är dimensioneringsvärdet för tryckhållfastheten parallellt fibrerna.
- $f_{m,y,d}$ är dimensioneringsvärdet för böjhållfastheten kring y-axeln.
- $k_{c,z'}$ är reduktionsfaktorn som beaktar knäckningsrisken ut ur planet (alltså kring z'-axeln, se figur 11.11).
- k_{crit} är reduktionsfaktorn som beaktar vippning, se avsnitt 4.1.3, sidan 55.
- k_r är reduktionsfaktorn som beaktar hållfasthetsreduktionen på grund av att lamellerna kröks vid tillverkningen, se kapitel 7, sidan 102.
- k_m är en faktor som beaktar omfördelning av spänningar och inverkan av inhomogeniteter i materialets tvärsnitt. Den antar värdet 0,7 för rektangulärt tvärsnitt.

För mer detaljerad information om de använda beteckningarna, se också kapitel 4, sidan 53.

Observera att om bågen är kontinuerligt stagad i överkanten, som till exempel av profilerad stålplåt, behöver bågens knäckning ut ur plan endast kontrolleras vid sådana områden där böjmomentet är negativt, alltså där bågens undersida är tryckt. Faktorn k_r är ofta 1,0 för vanliga bågkonstruktioner, det vill säga där krökningsradien är relativt stor i förhållande till lamelltjockleken.

11.4.2 Knäckning i plan (knäckning kring den styva axeln)

Knäckning i bågens plan är i allmänhet mer komplicerad än för vanliga tryckta och böjda konstruktionsdelar. Vanliga beräkningsmetoder för bågar är följande:

1. Linjär knäckningsanalys.
2. Andra ordningens analys.



Utsiktstornet Murberget, Härnösand.

Linjär knäckningsanalys

Linjär knäckningsanalys tillämpas på samma sätt som balk – pelare, det vill säga för samtidigt tryckta och böjda konstruktionsdelar. Spänningarna som förorsakas av de yttre lasterna beräknas med hjälp av linjär elasticitetsteori så att man bedömer jämvikten i det odeformerade statiska systemet. Spänningarna som förorsakas av geometriska avvikelser i bågens plan och tvärs bågens plan och de påförda deformationerna beaktas så att tryckhållfastheten och böjhållfastheten multipliceras med reduktionsfaktorerna som beaktar knäckning, k_c och k_{crit} .

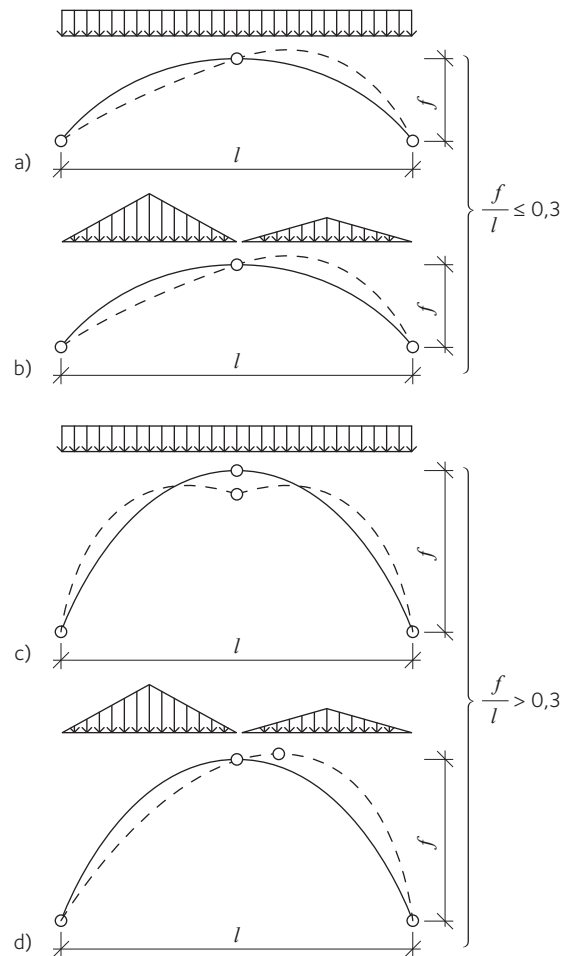
Tvåledsbågarnas knäckningsmod är alltid asymmetrisk oberoende av om lasten är symmetrisk eller osymmetrisk, se figur 11.15 b), sidan 162. Detta innebär att nocken flyttas i sidled i bågens plan och att böjmomentet byter tecken vid nocken. I fallet med en treledsbåge med relativt stort förhållande mellan pilhöjd och spännvidd (alltså $f/l > 0,3$) är knäckningen asymmetrisk även om lasten är symmetrisk, se figur 11.12 a).

När knäcklasten beräknas med hjälp av den förenklade analysen, behövs knäcklängden l_c . Den kan bestämmas antingen med hjälp av a) numerisk analys, till exempel linjär knäckningsanalys som utförs med hjälp av ett datorprogram som utnyttjar finita elementmetoden, eller med b) empiriska ekvationer.

Enligt Timoshenko et al. (1963) är det kritiska värdet för en jämnt fördelad last på en tvåleds eller en treleds parabelbåge med konstant tvärsnitt:

$$q_{cr} = \gamma \cdot \frac{E \cdot I}{l^3} \quad 11.19$$

Den numeriska faktorn γ presenteras som en funktion av f/l i figur 11.13.

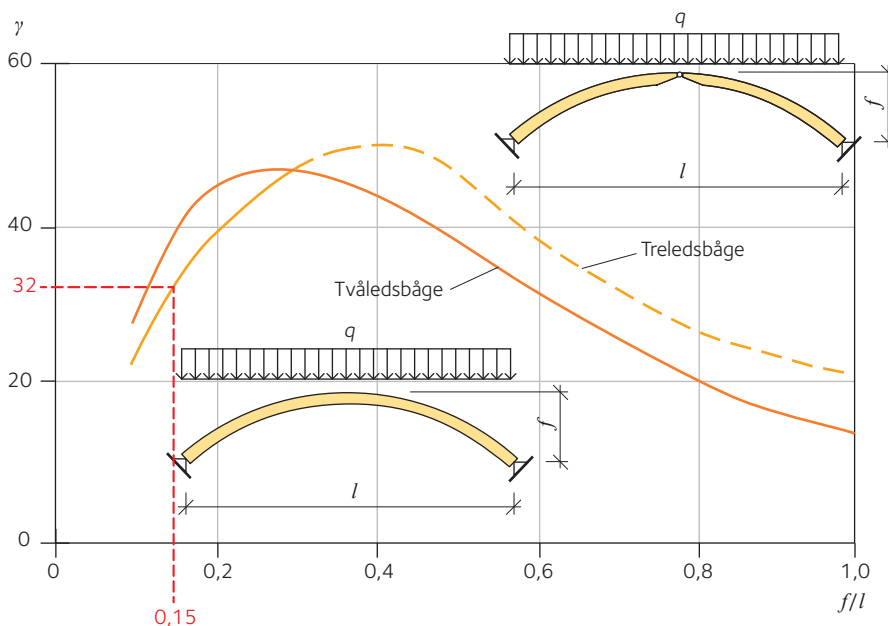


Figur 11.12 Treledsbågars knäckning i plan.

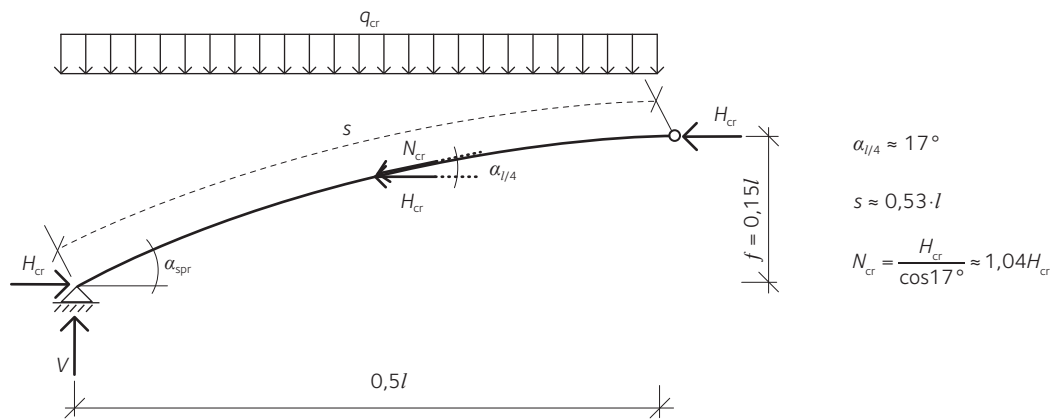
a) och b) gäller för $f/l \leq 0,3$.

c) och d) gäller för $f/l > 0,3$.

För lastfall d) kan antingen en symmetrisk eller en asymmetrisk knäckningsmod inträffa.



Figur 11.13 γ -värden som funktion av f/l . Den streckade delen av grafen motsvarar den symmetriska knäckningsmoden.



Figur 11.14 Krafterna som verkar i ena båghalvan av en treledsbåge. $\alpha_{1/4}$ är vinkeln mellan bågens systemlinje och en horisontal linje i fjärdedelspunkten. s är längden av båghalvan. N_{cr} är knäcklasten enligt Eulers teori i bågens fjärdedelspunkt.

En cirkelbåge eller en parabelbåge med konstant tvärsnitt, förhållandet mellan pilhöjd och spännvidd $f/l \approx 0,15$, längden av vardera båghalvan s samt lutningen $\alpha_{1/4}$ i fjärdedelspunkten och som belastas med jämnt fördelad last visas i *figur 11.14*. Bågens knäcklast i fjärdedelspunkten N_{cr} enligt Eulers teori är given i *figur 11.14*.

(**Observera** att de geometriska storheterna i *figur 11.14* är baserade på uttrycken givna i *figur 11.5*).

Det kritiska värdet för normalkraften i bågens fjärdedelspunkt är:

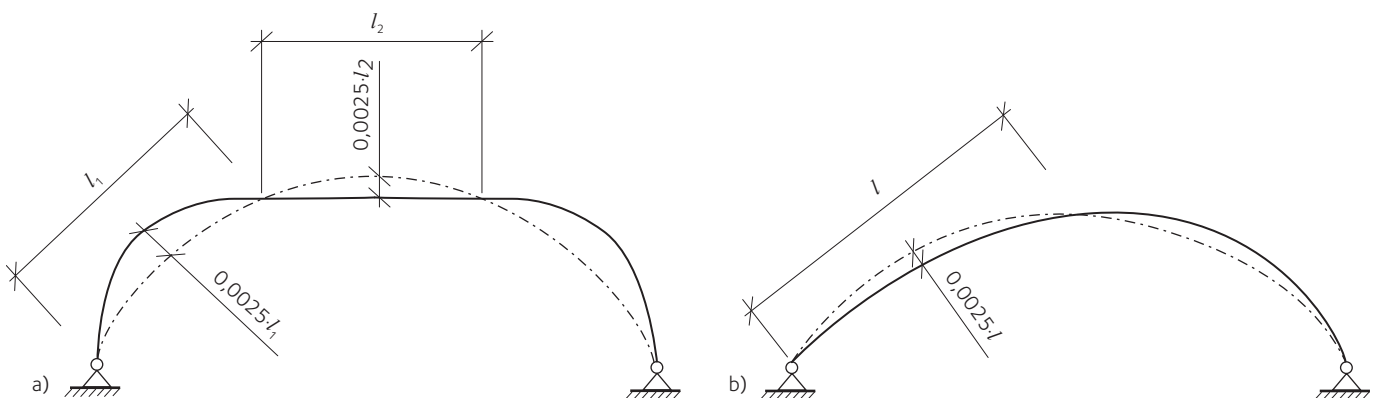
$$11.20 \quad N_{cr,1/4} \approx 1,04 \cdot \frac{q_{cr} \cdot l^2}{8 \cdot f} = 1,04 \cdot \gamma \cdot \frac{E \cdot I}{8 \cdot f \cdot l}$$

När man jämför detta med Eulers kritiska kraft för en axiellt belastad pelare med längden $s (= 0,53 \cdot l)$:

$$11.21 \quad N_{cr} = \pi^2 \cdot \frac{E \cdot I}{(\beta \cdot s)^2}$$

och avläser värdet $\gamma \approx 32$ för $f/l = 0,15$ i *figur 11.13*, blir faktorn β för knäcklängden:

$$11.22 \quad \beta \approx 1,17$$



Figur 11.15 Rekommenderade antagna initialdeformationer enligt Eurokod 5.

- a) Symmetrisk (antagen) initial deformation, likartad med den andra knäckningsmoden av en tvåledsbåge,
 b) osymmetrisk (eller sidoförskjuten) initial deformation, likartad med den första knäckningsmoden.

Vid praktisk dimensionering antas ofta ett mera konservativt värde på knäcklängden l_e när man betraktar bågars knäckning i plan:

$$l_e = \beta \cdot s = 1,25 \cdot s$$

Det är uppenbart att osymmetriska lastfall, sådana som visas i figur 11.4, sidan 154, ger annorlunda knäcklängder än symmetriska lastfall. Vid preliminär dimensionering kan man ändå använda knäcklängden $l_e = 1,25 \cdot s$ även i det osymmetriska lastfallet, vilket för det mesta leder till resultat på den säkra sidan.

Dimensioneringsvillkoret beaktar samverkan av böjmoment och axialkraft och är:

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

där:

$k_{c,y}$ är reduktionsfaktorn som beaktar knäckning i planet (alltså knäckning kring y-axeln, se figur 11.11, sidan 159) och de andra symbolerna som i ekvation 11.18 och kapitel 4, sidan 53.

Icke-linjär analys

När belastningen ökar i en tryckt konstruktion ökar också deformationerna, och dessa ger större böjmoment som i sin tur ger större deformationer. Om man fortsätter öka belastningen leder denna process så småningom till att spänningen någonstans i konstruktionen överskrider materialets hållfasthet och därmed att brott uppstår. En geometrisk icke-linjär beräkning tar hänsyn till att moment (orsakat av tillskottsdeformationer) ökar med ökande axiallast. Om den icke-linjära beräkningen även tar hänsyn till strukturens initiella imperfektioner kommer resultatet att ge de "riktiga" snittkrafterna. Dessa snittkrafter kan användas direkt för dimensioneringen, utan behov av att manipulera dessa med eventuella reduktionsfaktorer för knäckning (det vill säga k -faktorer). Dimensioneringen utförs därmed genom att kontrollera tvärsnittet för samtidig tryck och böjning utan hänsyn till risk för knäckning (det vill säga genom att sätta reduktionsfaktorn för knäckning till $k_c = 1,0$).

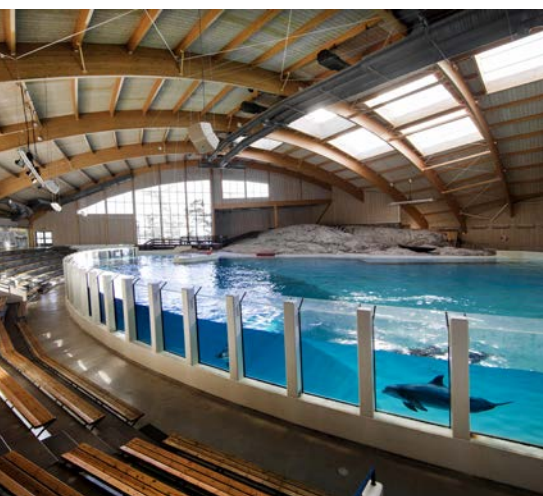
Detta sätt att dimensionera en träkonstruktion är otänkbart utan användning av lämpliga finita elementprogram. Sådana program finns nu på marknaden och hur till exempel de geometriska imperfektionerna bör hanteras beror i viss mån på vad det aktuella programmet erbjuder för modelleringsmöjligheter. Ofta är den första eller den andra knäckningsmoden en god approximation för formen på den initiella imperfektionen, se figur 11.15, sidan 162. Alternativt kan man använda deformationerna som erhålls ur en linjärelastisk analys med aktuellt lastfall som indata för de initiella imperfektionerna i strukturen. Typiskt värde på imperfektionens maximala amplitud vid beräkning av limträkonstruktioner är cirka $L/400$ enligt Eurokod 5 (se figur 5.3 i SS-EN 1995-1-1).

11.23

11.24



Centralstationen, Malmö.



Kolmårdens djurpark.

Förenklad icke-linjär analys (här av andra ordningen)

För bågar som har en initialformavvikelse som är likartad med någon av de lägsta knäckningsmoderna ger följande enkla approximativa ekvation en bra uppskattning på hur storleken för initialformavvikelse δ_0 ökar på grund av andra ordningens effekter, se kapitel 4, ekvation 4.19, sidan 65:

$$11.25 \quad \delta_{\text{tot}} = \delta_0 + \delta_p = \frac{\delta_0}{1 - H/H_{\text{cr}}}$$

där H är den ifrågavarande horisontalkomponenten av huvudlastkombinationen och H_{cr} är det kritiska värdet för H för den aktuella knäckningsmoden.

Böjmomentet M_0 enligt den linjära teorin ökar med samma förstöringsfaktor som ovan till:

$$11.26 \quad M'' = \frac{M_0}{1 - H/H_{\text{cr}}}$$

där M'' är böjmomentet enligt andra ordningens teori. Ekvation 11.26 ger den bästa uppskattningen när böjmoment M_0 har samma form som böjmomentet vid knäckning.

11.5 Dragspänningar vinkelrätt mot fiberriktningen och skjuvspänningar

Dimensioneringsvillkoret för samtidigt verkande dragspänning vinkelrätt mot fiberriktningen och skjuvspänning är:

$$11.27 \quad \frac{\tau_d}{f_{v,d}} + \frac{\sigma_{t,90,d}}{k_{\text{dis}} \cdot k_{\text{vol}} \cdot f_{t,90,d}} \leq 1$$

τ_d är dimensioneringsvärdet för skjuvspänningen.

$\sigma_{t,90,d}$ är dimensioneringsvärdet för dragspänningen vinkelrätt mot fiberriktningen.

$f_{t,90,d}$ är dimensioneringsvärdet för draghållfastheten vinkelrätt mot fiberriktningen.

$f_{v,d}$ är dimensioneringsvärdet för skjuvhållfastheten

$k_{\text{dis}}, k_{\text{vol}}$ är förklarade i kapitel 7, sidan 102.

För vissa lastförhållanden är en stor del av bågen påverkad av ett positivt böjmoment, som förorsakar dragspänningar vinkelrätt mot fiberriktningen. Dessa spänningar är ändå förhållandevis små för en stor del av bågen. Därför rekommenderas enligt de australiensiska byggbestämmelserna AS 1720.1 1997, att endast den volym av limträbågen där dragspänningarna vinkelrätt mot fiberriktningen överstiger 80 procent av dessa spänningars maximala värde beaktas vid beräkning av k_{vol} .

11.6 Detaljer

Ledad anslutning av bågar till fundament

Förbanden mellan bågen och grundkonstruktionen utförs som nästan momentfria leder. Beroende på valet av förbandstyp, överförs förhållandevis små böjmoment. De är vanligtvis så små att de inte behöver beaktas när bågen dimensioneras, även om de har betydelse när själva förbandet och dess förankring dimensioneras.

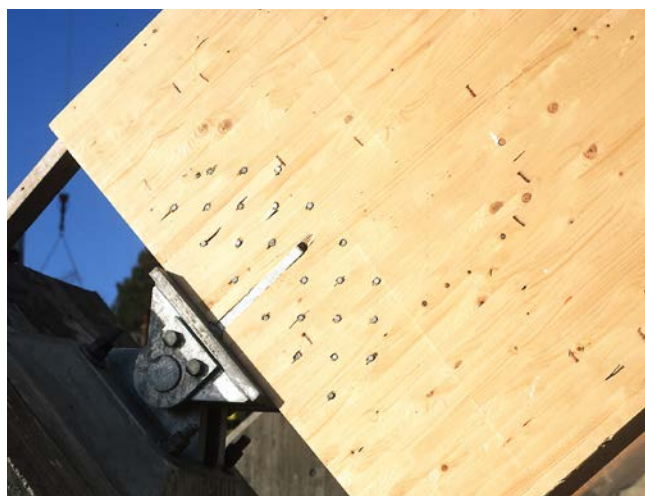
Förutom att förbandet ska tillåta rotation i förhållande till den styvare axeln, ska förbandet kunna överföra både vertikala och horisontella krafter, se figur 11.16.

En fuktspärr under trädelen rekommenderas alltid, också i klimatklass 1 och 2, för att förhindra fuktinträngning i ändträet.

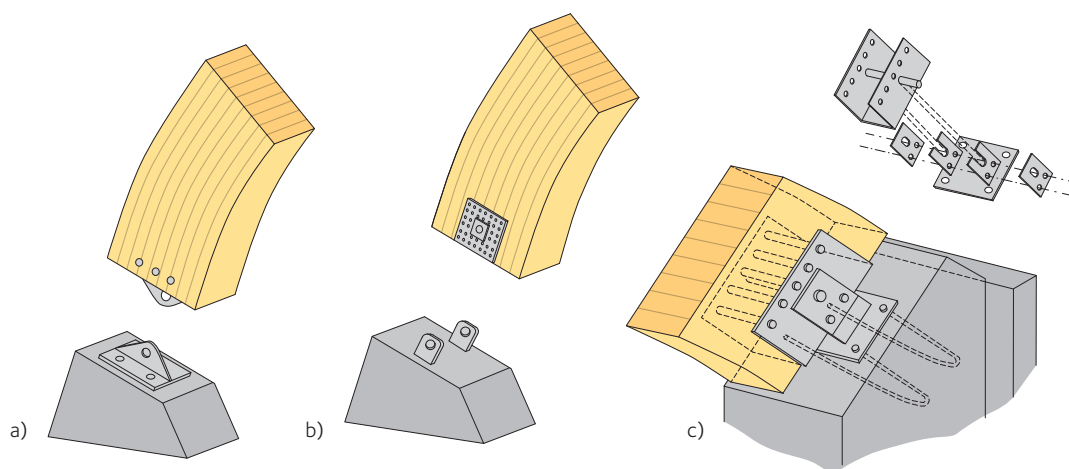
Ledad nockskarv

Ledade nockskarvar överför horisontella och vertikala krafter. Moment överförs endast i begränsad omfattning och beaktas inte vid dimensionering. Förbandet ska inte förhindra båghalvornas vinkeländringar. Om denna rörelse inte kan ske fritt uppstår tilläggsspänningar som kan leda till oförutsebara skador i konstruktionen, i regel sprickor i träet.

Skarven kan göras på samma sätt som nockskarven för treledstakstolar som visas i kapitel 9, sidan 131. Några andra möjligheter visas i figur 11.17.

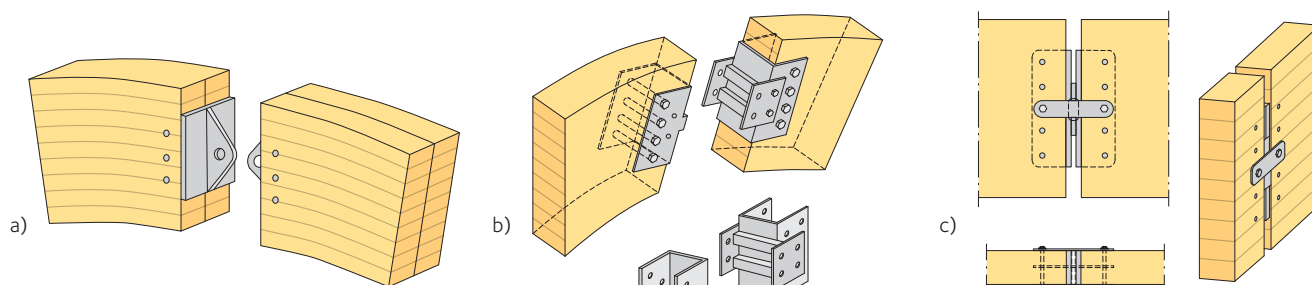


Båganfang med inslitsade stålplåtar och dymlingar, Kolmårdens djurpark.



Figur 11.16 Möjliga utföranden för bågens anslutning till grunden.

- a) Med bottenplatta och ledad tapp,
- b) med laskar och ledad tapp,
- c) med bottenstycke av U-stål, ledad tapp och sidostöd.



Figur 11.17 Ledad nockskarv.

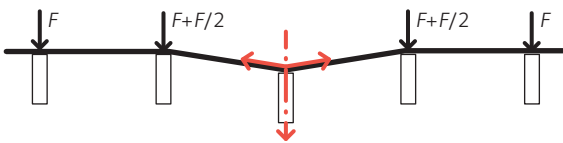
- a) Med dymlad stålplåt, ändplåt och ledad tapp,
- b) med skruvad ändplåt, gungled och sidostöd,
- c) med dymlad ändplåt, gungled och sidostöd.

Takåsar

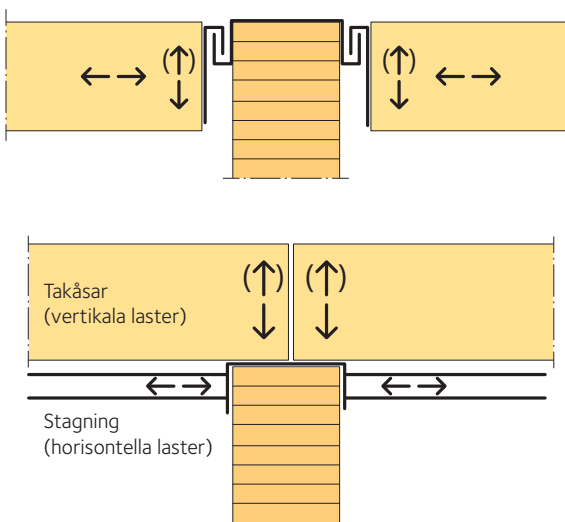
12.1 Omlottlagda takåsar 166

12.2 Takåsar med Gerbersystem 168

12.3 Snedställda takåsar 169



Figur 12.1 Exempel på ett system där takåsarna omfördelar lasterna om en primärbalk brister (ska undvikas). Bilden från Dietsch och Winter 2010.



Figur 12.2

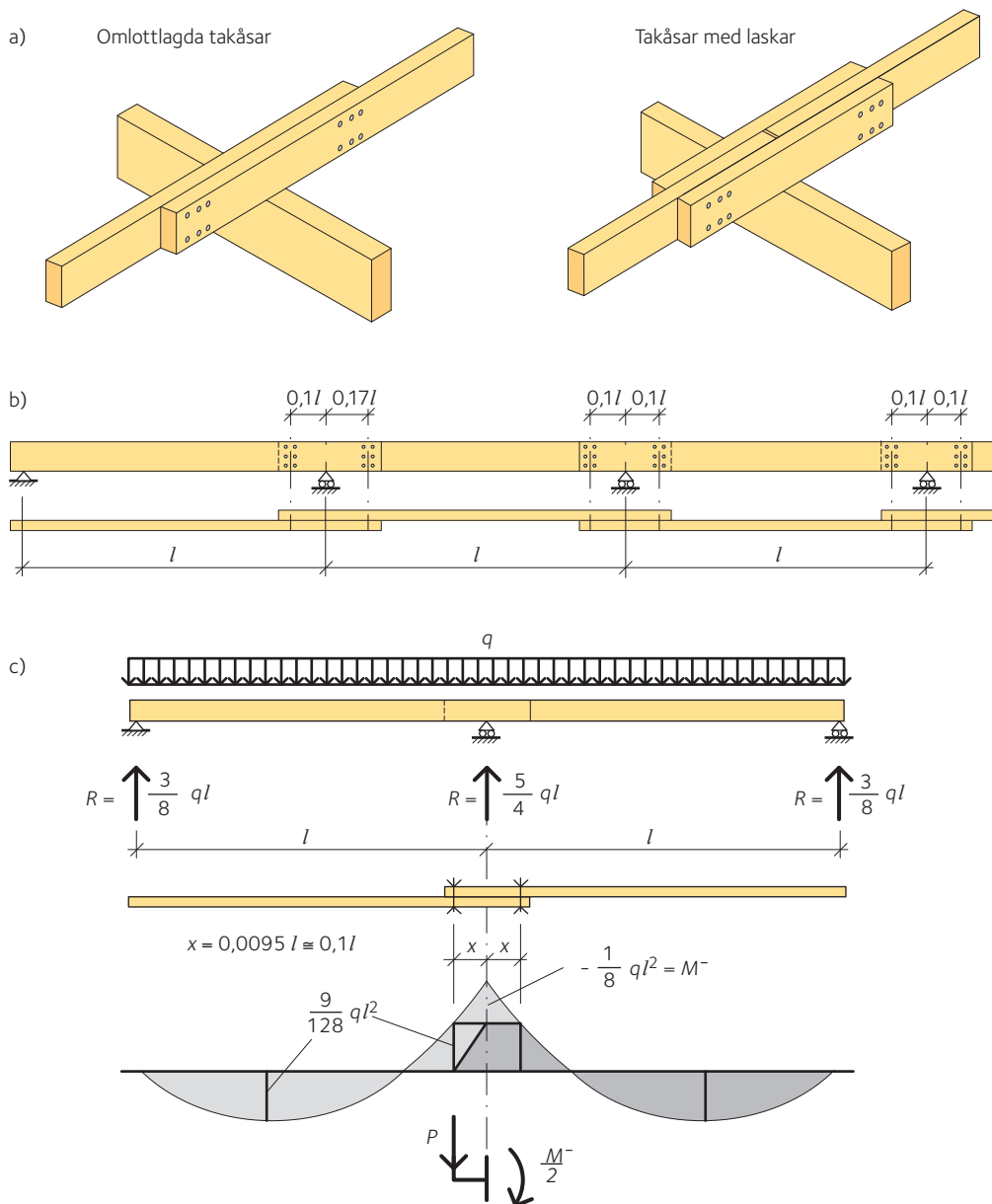
- a) Förband som överför horisontella och vertikala laster och möjliggör byte av takås vid brott,
 b) skilda system för överföring av horisontella och vertikala laster, med möjlighet att byta takås vid brott.
 Bild efter Dietsch och Winter 2010.

Takåsar av limträ består vanligen av raka balkar med konstant tvärsnitt. De kan vara fritt upplagda, det vill säga på två stöd, och hängs då in mellan primärbärverken, eller alternativt kontinuerliga balkar över flera stöd, vanligen placerade ovanpå primärbärverken. Kontinuerliga takåssystem kan i sin tur bestå av oskarvade åsar som sträcker sig över två eller flera spann, skarvade åsar med momentstyva förband som ofta utgörs av åsar som är omlottlagda vid stöden, eller med ledade förband som i Gerbersystem.

Kontinuerliga takåsar eller åsar med Gerberförband är fördelaktiga eftersom deras tvärsnitt blir mindre än för fritt upplagda åsar. Däremot är fritt upplagda åsar att föredra eftersom konstruktionen blir mer säker och risken för fortskridande ras blir mindre. Takåsarna har ofta dubbel funktion – de överför vertikala laster till primärbalkarna och de stagar primärbalkarna mot instabilitet och vindlaster. Om en primärbalk brister omfördelar de kontinuerliga takåsarna lasten från den brutna balken till de intilliggande balkarna, se figur 12.1. Eftersom de flesta brottorsaker inte beror på lokala defekter som till exempel dålig materialkvalitet eller röta, utan snarare på globala som generellt genom hela bygget upprepade misstag som byggnadskonstruktören eller entreprenörerna gör, saknar de intilliggande balkarna vanligtvis förmåga att uppta denna extra belastning, vilket leder till fortskridande ras. Från säkerhetssynpunkt och för att förebygga fortskridande ras föredras fritt upplagda takåsar som inte omfördelar lasten. Av säkerhetsskäl bör takåsarna inte heller ha dubbel funktion, utan antingen överföra vertikala eller horisontella laster. Sålunda bör också förbanden mellan takåsarna och primärbalkarna speciellt dimensioneras för att överföra antingen vertikala eller horisontella laster. Förbanden ska planeras så att takåsarna kan bytas ut ifall de skadas, se figur 12.2.

12.1 Omlottlagda takåsar

Omlottlagda takåsar har fördelen att deras bärförmåga fördubblas vid stöden, där böjmomentet är störst, se figur 12.3 a), sidan 167. På samma sätt som vid voter minskar också takåsens nedböjning. Överlappningen bör göras tillräckligt lång så att böjmomentet reduceras till hälften, se figur 12.3 c), sidan 167, och fältmomentet blir därmed kritiskt. Böjmoment, stödreaktioner och största nedböjning kan beräknas som för en kontinuerlig balk med konstant tröghetsmoment. Värdena i tabellen kan användas. Även om variationen i styvhet påverkar fördelningen av böjmoment gynnsamt motverkas detta av förskjutningar i förbanden som inte kan undvikas. Om det finns åtminstone två likadana fält och överlappningen är som i figur 12.3 b), sidan 167, kan tabell 12.1, sidan 167 tillämpas för beräkning av dimensionerande värden för böjmoment M_d och förbandskrafter F_d , erforderlig överlappning x och maximal nedböjning w .



Figur 12.3

- a) Omlottlagda takåsar: Två takåsar som överlappar varandra (vänster) eller två takåsar som är sammanfogade med laskar (höger).
 b) Kontinuerligt takåssystem med överlappning.
 c) Överlappande delar ska göras tillräckligt långa så att stödmomentets värde halveras (exempel för en balk med två fält).

Tabell 12.1 Dimensionerande värden för böjmoment och förbandskrafter, erforderlig överlappning och maximala nedböjningsvärden för omlottlagda takåsar. Se figur 12.3. q_d är dimensioneringsvärdet för jämnt fördelad last och l är fältets längd. Jämför också med figur 12.3 c) för 2 fält.

	2 fält	3 eller flera fält	
		Gavelfält	Mellanfält
Dimensionerande böjmoment M_d	$0,07 \cdot q_d \cdot l^2 = \frac{9 \cdot q_d \cdot l^2}{128}$	$0,08 \cdot q_d \cdot l^2$	$0,046 \cdot q_d \cdot l^2$
Dimensionerande förbandskraft F_d	$0,0625 \cdot q_d \cdot l = \frac{5}{8} \cdot q_d \cdot l$	$0,42 \cdot q_d \cdot l$	$0,42 \cdot q_d \cdot l$
Erforderlig överlappning x	$0,1l$	$0,1l$ *	$0,1l$ *
Maximal nedböjning w	$\frac{0,54 \cdot q_d \cdot l^4}{100EI}$	$\frac{0,69 \cdot q_d \cdot l^4}{100EI}$	$\frac{0,32 \cdot q_d \cdot l^4}{100EI}$

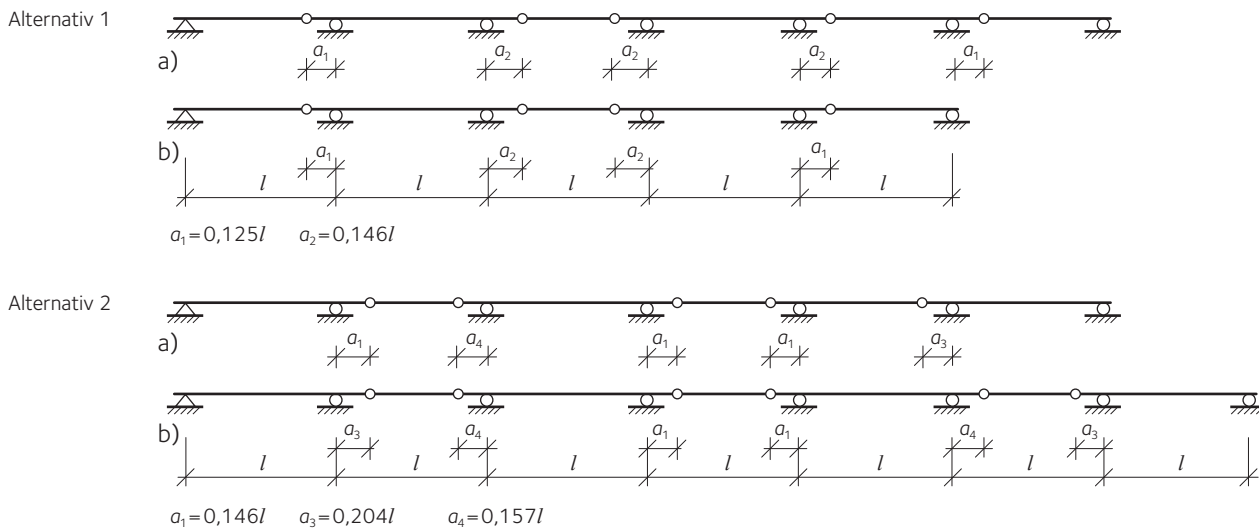
* Vid innersidan av det första mellanstödet (i det andra fältet) används en överlappning på $0,17l$, se figur 12.3 b).

Eftersom gavelfälten har större fältmoment, är det vanligt att använda dubbla takåsar alternativt bredare takåsar i gavelfälten, så att alla takåsar har samma höjd.

Vid dimensionering av oskarvade takåsar över minst två fält ska man beakta att takbalkarna (primärbalkarna) bildar eftergivliga stöd. Stödmomenten enligt *tabell 12.1* kan därför reduceras med 10 procent. Stödreaktionerna på mellanliggande stöd kan reduceras av samma orsak. De takbalkar som stöder sådana takåsar som vilar på tre stöd och är skarvade i samma linje kan därför dimensioneras för en stödreaktion som är $1,1 q_d l$ (i stället för $1,25 q_d l$).

12.2 Takåsar med Gerbersystem

Ett typiskt Gerbersystem dimensioneras så att fältmomenten och stödmomenten är ungefär lika stora. För att minska risken för fortskridande ras förorsakat av brott i ett enskilt fält bör man planera systemet så att vartannat fält inte har leder.



Figur 12.4 Olika typer av Gerbersystem. Alternativ 1: Förband i gavelfält. a) Jämnt antal fält, b) udda antal fält. Alternativ 2: Inga förband i gavelfält. a) Jämnt antal fält, b) udda antal fält.

Tabell 12.2 Dimensionerande värden för böjmoment, tvärkrafter och förbandskrafter, placering av leder samt nedböjningar för takåsar med Gerbersystem. Se också figur 12.4. q_d är dimensioneringsvärdet för jämnt fördelad last och l är spannvidd.

	Flera än 3 fält, förband i gavelfält (alternativ 1 i figur 12.4)		Flera än 3 fält, inga förband i gavelfält (alternativ 2 i figur 12.4)	
	Gavelfält	Mellanfält	Gavelfält	Mellanfält
Dimensionerande böjmoment M_d	$0,096 \cdot q_d \cdot l^2$	$0,063 \cdot q_d \cdot l^2$	$0,086 \cdot q_d \cdot l^2$	$0,063 \cdot q_d \cdot l^2$
Dimensionerande tvärkraft V_d	$0,44 \cdot q_d \cdot l$	$0,56 \cdot q_d \cdot l$	$0,59 \cdot q_d \cdot l$	$0,56 \cdot q_d \cdot l$
Dimensionerande förbandskraft F_d	$0,44 \cdot q_d \cdot l$	$0,35 \cdot q_d \cdot l$	–	$0,35 \cdot q_d \cdot l$
Placering av led a	$0,125 \cdot l$	$0,146 \cdot l$	Som i figur 12.4	Som i figur 12.4
Nedböjning w	$\frac{0,72 \cdot q_d \cdot l^4}{100EI}$	$\frac{0,52 \cdot q_d \cdot l^4}{100EI}$	$\frac{0,77 \cdot q_d \cdot l^4}{100EI}$	$\frac{0,52 \cdot q_d \cdot l^4}{100EI}$

För takåsar med minst fyra fält och om förbanden placeras som i alternativ 1 eller 2 i *figur 12.4, sidan 168*, kan böjmomenten, tvärkrafterna, förbandskrafterna, placeringen av lederna och nedböjningarna beräknas enligt *tabell 12.2, sidan 168*. Det är ofta praktiskt att välja samma höjd på takåsarna i gavelfälten som i de mellanliggande fälten, och vid behov, använda bredare takåsar i gavelfälten för att uppnå större bärförmåga.

12.3 Snedställda takåsar

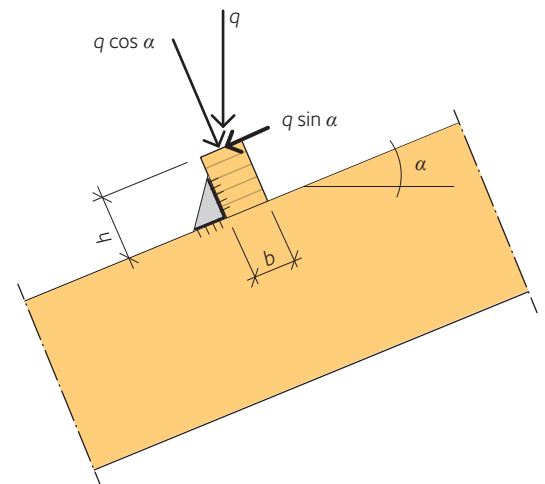
När taklutningen överskrider 1:10 (cirka 6°), ska takåsarnas lutning beaktas. Vertikala laster, som regel snölast och egentyngd, delas upp i en komponent vinkelrätt mot taket ($q \cdot \cos \alpha$) och en komponent parallellt med taket ($q \cdot \sin \alpha$) som i *figur 12.5*.

I regel är takskivan tillräckligt styv för att överföra komponenten parallellt med taket ($q \cdot \sin \alpha$) med hjälp av skivverkan. Detta kontrolleras vanligtvis inte. Om takskvivorna är tillräckligt fastsatta i varandra tvärs över nocken kan takskvivorna bära kraftkomponenterna parallellt med taket och takåsarna belastas endast av böjning i den styvare riktningen, se *figur 12.6*. Om taklutningen överskrider 1:10 (cirka 6°), eller om skivverkan inte kan utnyttjas, ska takåsarna dimensioneras mot samtidig böjning i den svagare och den starkare riktningen, som i *kapitel 4.1, ekvation 4.4, sidan 54*.

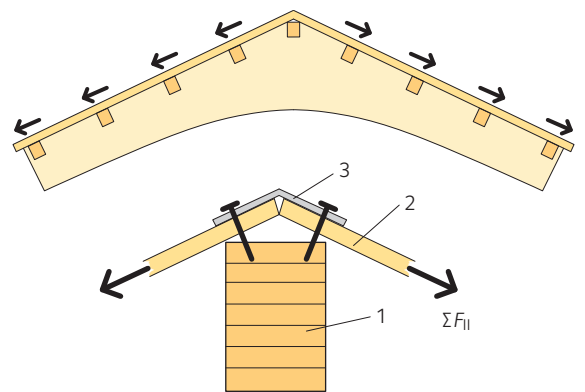
Observera att böjhållfastheten för kombinerat limträ har olika värden i den svagare och den starkare riktningen. I vissa fall kan det löna sig att reducera spännvidden i den svagare riktningen så att takåsarna hängs från nocken som i *figur 12.7*. Takstolarna bör då kontrolleras för den extra belastning som upphängningen förorsakar.

Förbandet mellan takåsarna och takbalkarna kan göras till exempel med hjälp av vinkelbeslag eller olika sorters skruvar. Dessa förband ska dimensioneras för lastkomponenten parallellt med taket ($q \cdot \sin \alpha$) så att takåsen inte glider på takbalken. Om takåsarna hängs in mellan takbalkarna med hjälp av balkskor ska förbandet dimensioneras så att det överför de båda kraftkomponenterna (hela kraften).

Om takåsarna används för att staga primärbalkarna eller överföra drag- eller tryckkrafter till vindstagningen, ska bärförmågan kontrolleras för samtidigt verkande tryck och böjning som i *avsnitt 4.2, sidan 62*. Förbanden och infästningarna ska också dimensioneras för dessa krafter, se *kapitel 14, sidan 198*.



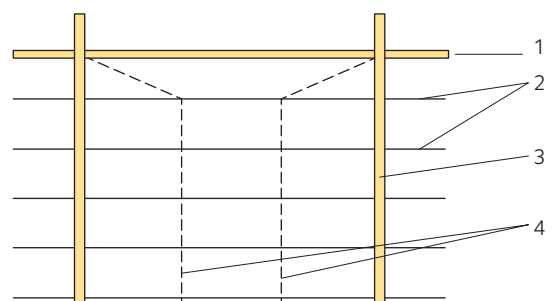
Figur 12.5 Takåsens vertikala last uppdelad i komponenter.



Figur 12.6 Lutande tak med takåsar och takskvivor.

- 1) Nockås,
- 2) takskiva,
- 3) spikningsplåt.

Om båda takhalvorna är tillräckligt sammanbundna tvärs över nocken, kan takskvivorna överföra kraftkomponenten som är parallell med taket (F_{ii} ; skiveffekt) och takåsarna belastas enbart i den styva riktningen. Nockåsen ska dimensioneras mot den vertikala lastkomponenten.



Figur 12.7 Vid branta tak kan de övriga åsarna hängas upp i nockåsen.

- 1) Nockåsen,
- 2) de övriga åsarna,
- 3) takbalkarna,
- 4) förankringsstag.

Horisontell stabilisering

13.1 Allmänt 171

13.2 Global stabilisering 171

13.3 Stagning av stora träkonstruktioner 172

- 13.3.1 Överföring av horisontallaster 174
- 13.3.2 Begränsning av deformationer i sidled 176
- 13.3.3 Förbättring av bärförmåga vid knäckning och vippning 177
- 13.3.4 Stagning av väggar 179
- 13.3.5 Stagning av tak 183
- 13.3.6 Stagning av ramar och bågar 189

13.4 Krav på stagningens bärförmåga och styvhet 189

- 13.4.1 Krav på stagning av pelare 189
- 13.4.2 Krav på stagning av balkar 191

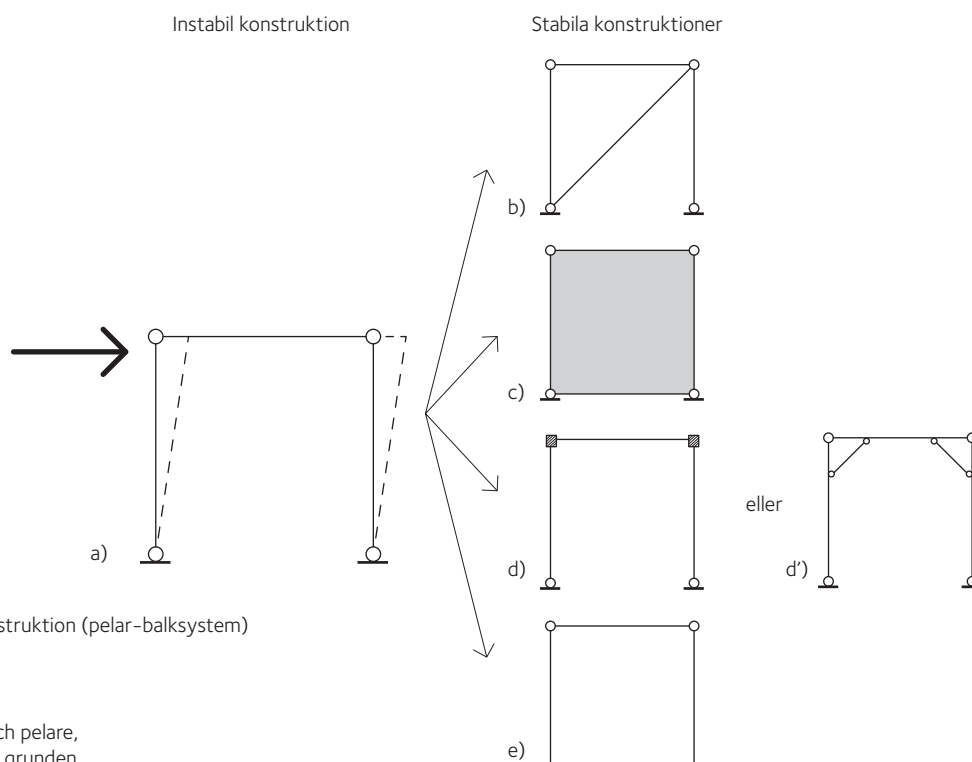
13.5 Speciella teman 194

- 13.5.1 Konstruktionsdelar av trä utsatta för tryck på den ostagade kanten 195
- 13.5.2 Krafter som förorsakas av geometriska förhållanden 197

Vid dimensionering av bärande konstruktioner har det horisontella stabiliseringssystemet grundläggande betydelse. Horisontallaster förekommer i alla riktningar parallellt med byggnadens plan. De kan förorsakas av vindlaster, seismisk verkan eller de kan vara stötbelastning förorsakad av till exempel fordon. Om pelarna stöder traversbalkar och telferbalkar uppstår horisontalkrafter när maskinerna startar, bromsar och stannar. Horisontalkrafter förorsakas därtill av tyngdkraftens verkan i pelare och balkar på grund av initialexcentricitet som inte kan undvikas.

Alla konstruktioners form förändras när de påverkas av horisontallaster. Om konstruktionen är stabil, är formförändringarna vanligtvis små. Horisontallasterna i en stabil konstruktion genererar inre krafter som tenderar att återställa konstruktionens form till den ursprungliga efter att lasten inte längre verkar, *se till exempel figur 13.1 b)–e)*. I en instabil konstruktion uppstår däremot inte sådana inre krafter som återställer den ursprungliga formen. I en instabil konstruktion är formförändringen förorsakad av horisontallaster vanligtvis stor och växer under hela den tid som lasten verkar, *se till exempel figur 13.1 a)*.

Det är av väsentlig betydelse att konstruktören säkerställer att den föreslagna konstruktionen verkligen är stabil.



Figur 13.1 a) Förändring av en instabil konstruktion (pelar-balksystem) till en stabil konstruktion med hjälp av:
 b) diagonal,
 c) väggskiva,
 d), d') momentstyvt anslutning mellan balk och pelare,
 e) momentstyvt anslutning mellan pelare och grunden.

13.1 Allmänt

Det finns endast ett fåtal sätt att stabilisera en instabil konstruktion. Dessa metoder illustreras i *figur 13.1*.

En möjlighet är att konstruktionen kompletteras med diagonaler, se *figur 13.1 b*), *sidan 170*. På detta sätt kan formen inte ändras till en parallelogram som visas i *figur 13.1 a*), *sidan 170* utan att diagonalen förlängs relativt mycket, vilket inte inträffar om diagonalen är korrekt dimensionerad. En annan metod är att säkerställa stabiliteten med hjälp av väggskivor som visas i *figur 13.2 c*), alltså styva, plana ytelement som motverkar formförändringar. En tredje metod för att uppnå stabilitet är att man förhindrar vinkeländringen mellan konstruktionsdelarna, antingen i hörnen mellan balk och pelare, *figur 13.1 d*) och *d'*), *sidan 170*, eller vid grunden, *figur 13.1 e*), *sidan 170*, eller på båda ställena.

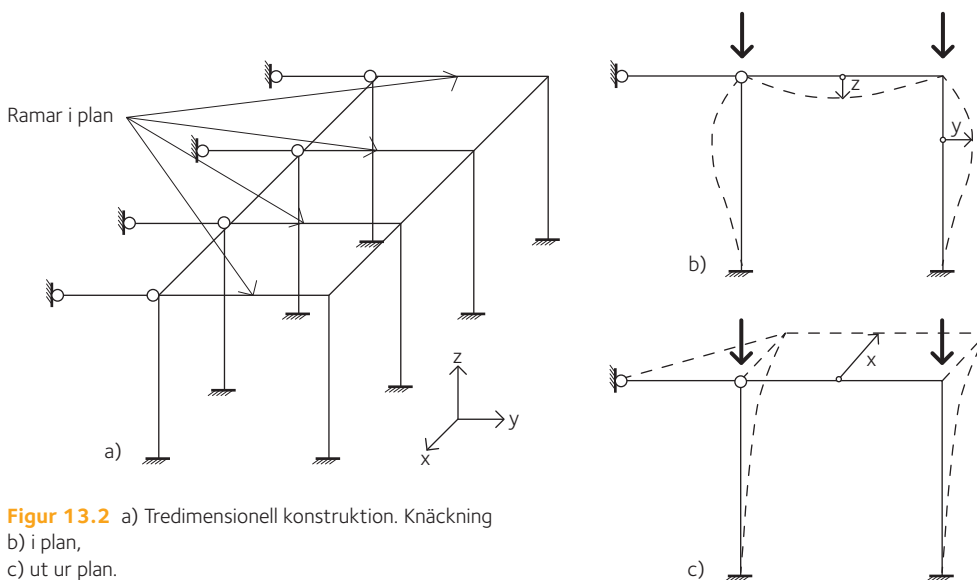
Naturligtvis finns det variationer på dessa fundamentala metoder för att uppnå stabilitet. Ändå är de flesta konstruktioner stabiliserade med endast en av dessa metoder. Man kan samtidigt använda fler än en stabiliseringsmetod, till exempel samtidigt momentstyva förband och diagonaler. Detta görs vanligtvis om konstruktionens styvhet behöver förbättras. I sådana fall blir konstruktionen uppenbart mera okänslig för andra ordningens, det vill säga icke-linjära, effekter.



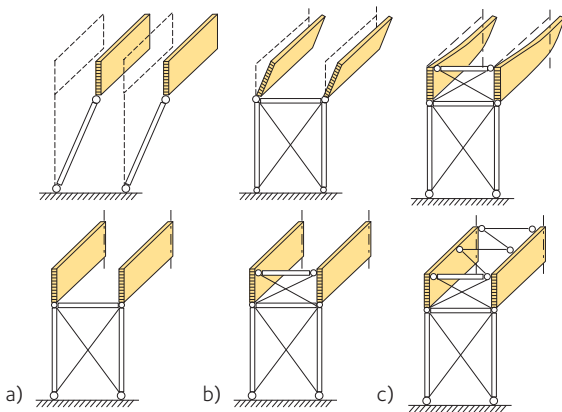
Limträpelare

13.2 Global stabilisering

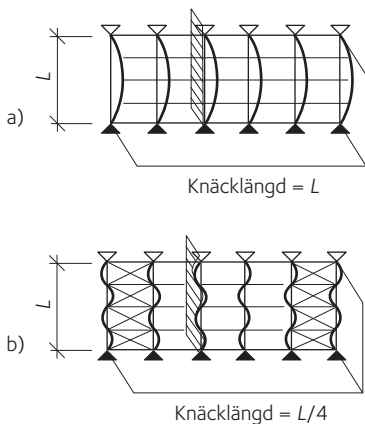
För att kontrollera hela konstruktionens stabilitet och korrekt kunna uppskatta konstruktionsdelarnas knäckningsfenomen ska byggnadskonstruktören föreställa sig konstruktionen tredimensionellt. Detta gäller också i de fall när konstruktionen består av olika slags mindre konstruktionsdelar, som var och en befinner sig i ett plan. Som exempel kan man ta en konstruktion som består av en serie identiska ramar, se *figur 13.2 a*). För att uppskatta spänningar som förorsakas av laster kan man bedöma ett antal enstaka ramkonstruktioner i plan. Konstruktionens stabilitet ska ändå analyseras som en helhet och inte endast som enskilda konstruktionsdelar i sina plan, *figur 13.2 b*), utan också vinkelrätt mot sina plan, *figur 13.2 c*).



Figur 13.2 a) Tredimensionell konstruktion. Knäckning
b) i plan,
c) ut ur plan.



Figur 13.3 Stabilisering av ett fack i en konstruktion.



Figur 13.4 Takkonstruktion

- a) utan stagning,
b) med krysstagning av stål.

Det är viktigt att beakta att konstruktionerna ska kunna överföra lasterna från taknivån till grunden. Figur 13.3 illustrerar detta. Om ett fack i en konstruktion ska stabiliseras mot horisontella laster, är det första steget att hindra pelarna från att röra sig i sidled. Detta kan åstadkommas till exempel med hjälp av diagonaler i form av kryss (dragstag), som visas i figur 13.3 a). Pelarna är visserligen nu stagade, men lasten från taket kan ännu inte överföras till grunden via diagonalerna. Därför behöver balkarna, vid stöden, en stagning som möjliggör överföring av takets horisontella krafter till konstruktionen under, till exempel som visas i figur 13.3 b). Systemet kan te sig stabilt nu, men balkarna har även fortsättningsvis en tendens till vippning. Detta kan förhindras till exempel så att ett fackverk byggs i takplanet, där balkarna fungerar som tryckta och dragna ramstänger, se figur 13.3 c).

Stagning är också nödvändig för att:

- Hålla mellanliggande balkar (takåsar eller separata strävor) på plats så att de kan stöda balkens tryckzon i sidled vid böjning i plan.
- Förhindra hela takplanets knäckning i sidled, se figur 13.4.

Byggnadskonstruktören råkar ofta ut för situationer där stagningen mot vippning är osäker. Typiska exempel är när balken inte är stagad vid tryckzonen utan vid eller nära dragzonen, eller när förbandet mellan takåsarna eller en lätt golvkonstruktion och balken inte är tillräcklig. I sådana tveksamma fall är det klokast att vid dimensioneringen inte anta någon sidostagning alls. Alternativt kan det ibland vara möjligt att betrakta sidostagningen som elastiska stöd.

Stagningen får inte förbises: det finns flera olycksfall i träkonstruktioner som har förorsakats av otillräcklig stagning mot horisontella krafter. Byggnadskonstruktören ska också planera stagningen omsorgsfullt i montageskedet, det vill säga när alla avsträvningar som senare anbringas ännu inte är på plats.

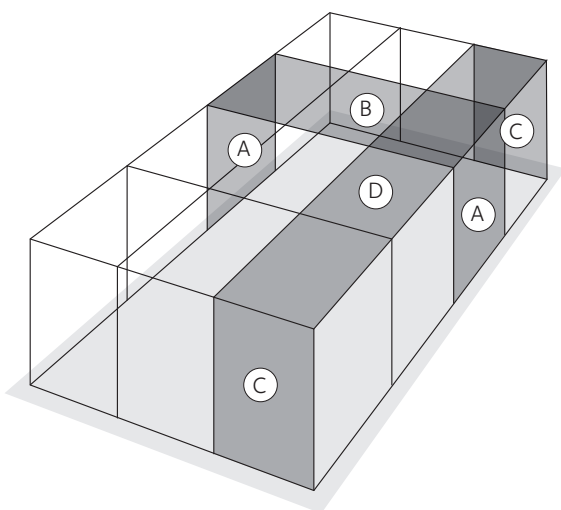
13.3 Stagning av stora träkonstruktioner

För att man lättare ska förstå stora träkonstruktioners totalstabilitet kan det vara nyttigt att studera en enkel industribyggnad. Att identifiera de olika stagande elementen underlättas om deras position i förhållande till både manteln (sidoväggar, gavelväggar och tak) och byggnadens huvudriktningar, längdriktning och tvärriktning, studeras. För byggnaden i fråga kan fyra olika stagande delar skiljas åt, se figur 13.5:

- Stagning i långsidorna (A).
- Stagning i takets tvärriktning (B).
- Stagning i gavelväggarna (C).
- Stagning i takets längdriktning (D).

De stagande elementen kan placeras på olika sätt i en byggnad; figur 13.6, sidan 173, visar några av de vanligaste sätten. Om man antar att taket är stabilt i sitt plan, finns tre allmänna villkor för var i väggen de stagande konstruktionsdelarna ska placeras så att byggnaden blir stabil mot horisontella laster:

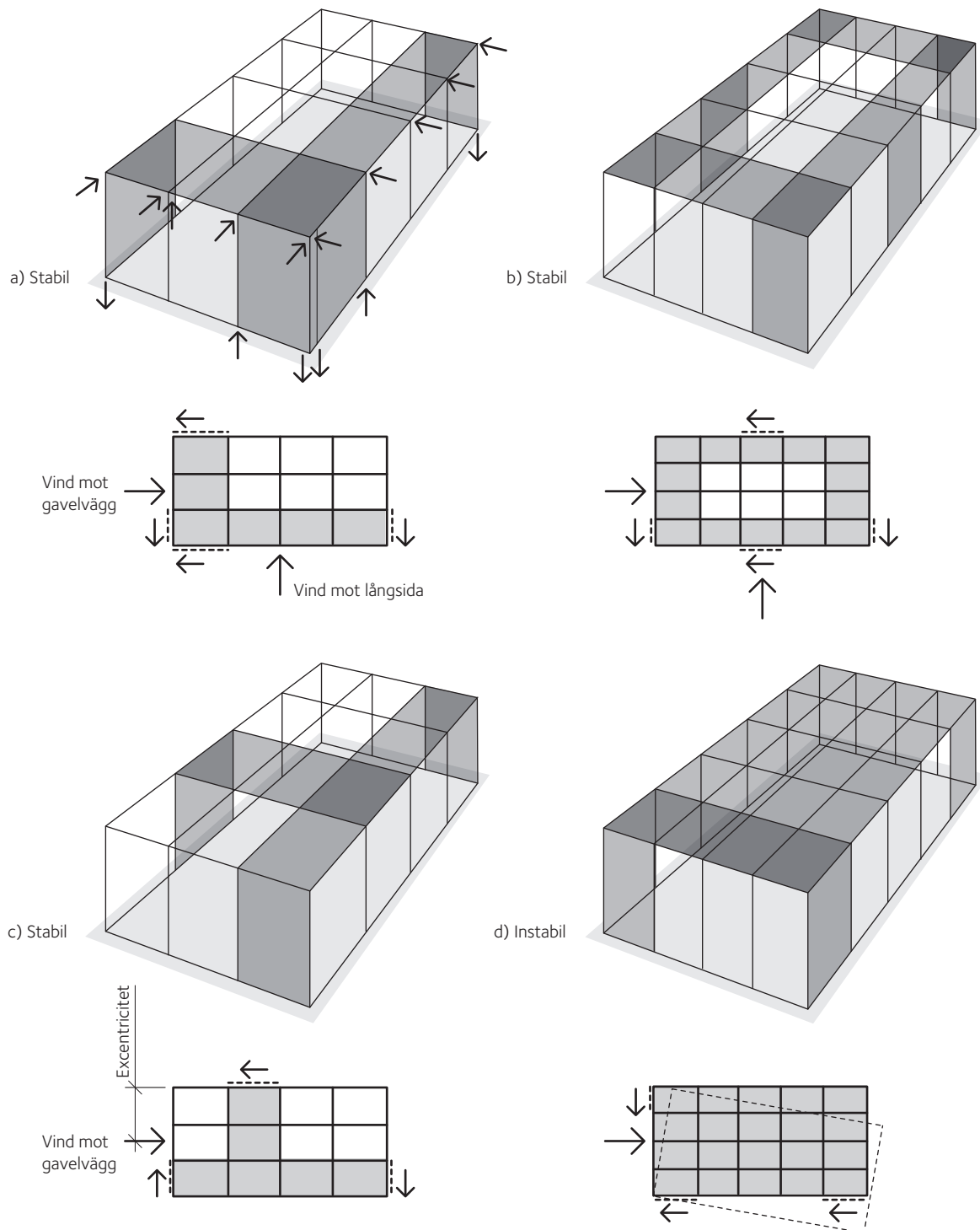
- Vägstagningen ska kunna stå emot horisontella krafter i tre olika riktningar i planet.
- Dessa tre riktningar ska inte mötas i samma punkt.
- Åtminstone två av de tre riktningarna ska inte vara parallella med varandra.



Figur 13.5 En enkel industribyggnads stagande konstruktionsdelar.

Det är uppenbart att stagningens huvudsakliga uppgift är att stabilisera konstruktionen. Mera detaljerat har stagningen tre uppgifter, nämligen:

- Överföra horisontella laster, se avsnitt 13.3.1, sidan 174.
- Begränsa deformationer i sidled, se avsnitt 13.3.2, sidan 176.
- Förbättra bärförmåga vid knäckning och vippning, se avsnitt 13.3.3, sidan 177.



Figur 13.6 Exempel på stabila och instabila konstruktioner.



Fröåkra kostall, Lyrestad.

13.3.1 Överföring av horisontallaster

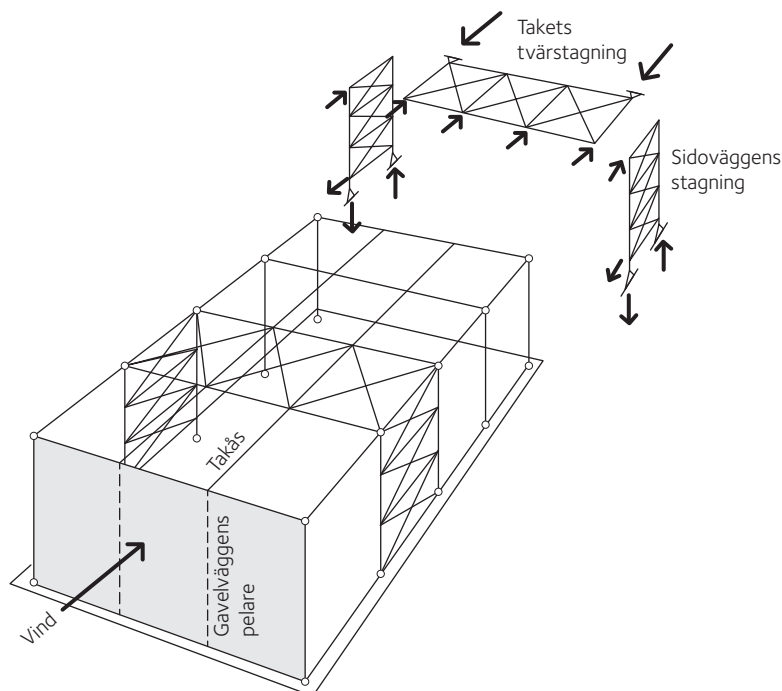
Horisontella laster kan verka i vilken riktning som helst i ett plan, i motsats till laster som är förorsakade av tyngdkraften. Därför är det väsentligt att stagningssystemet har tillräcklig bärförmåga i alla riktningar. Oberoende av den valda konstruktionen är det alltid viktigt att stagningssystemet säkerställer att horisontalkrafterna överförs till grundkonstruktionen. Därtill ska man kontrollera att förbanden kan överföra horisontalkrafterna från stagningssystemet till de övriga konstruktionsdelarna.

Horisontella laster vinkelrätt mot gavelväggarna

För att lättare förstå lastöverföringen kan man betrakta en byggnad som belastas av vindlast vinkelrätt mot gavelväggen, se figur 13.7:

- Vindtrycket belastar gavelväggens pelare som fungerar som fritt upplagda balkar i vertikalplanet. Två lika stora horisontella stödreaktioner uppstår: den ena vid pelarens anslutning till grunden och den andra vid pelarens topp som stöds av takåsen.
- Takåsarna överför stödreaktionerna i takets plan, genom tryck, till takets tvärstagning som fungerar som ett horisontellt fackverk.
- Takets tvärstagning belastas av de krafter som överförs av takåsarna och stöds av de båda sidoväggarnas stagning.
- Sidoväggarnas stagning fungerar som fast inspända fackverk och överför stödreaktionerna från det vågräta takfackverket till grunden. Krafterna som överförs till grunden av vardera väggfackverket är en horisontalkraft samt två vertikalkrafter som verkar i motsatta riktningar.

Takåsarna kan fungera som det horisontella fackverkets tryckta strävor men det är ändå ofta bättre att förse fackverket med separata trycksträvor så att alla dessa ligger i samma plan och excentricitet vid knutpunkterna kan undvikas.



Figur 13.7 Lastöverföring i fallet med horisontallast vinkelrätt mot gavelväggen.

Takets tvärstagning och långsideväggarnas staging placeras normalt i samma fack. Om antalet stagade fack reduceras försvårar detta konstruktionens montage eftersom det behövs provisorisk staging vid montage. Därför rekommenderas att avståndet mellan de stagade facken inte överstiger 30 – 40 m.

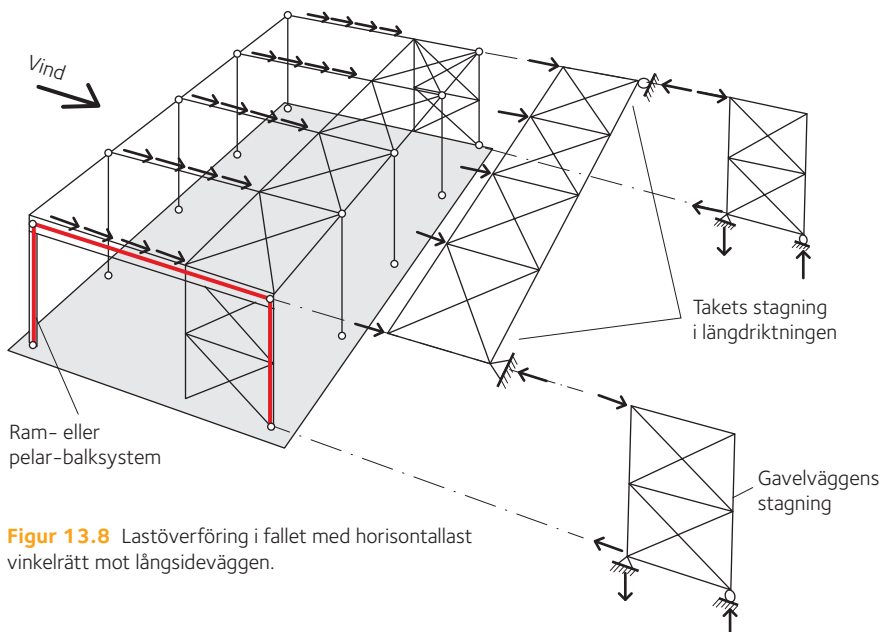
Stagningen placeras vanligtvis inte i facket närmast gavelväggen. Knutarnas utformning påverkas då inte av gavelväggarnas konstruktion, vilken vanligtvis avviker från sidoväggarnas konstruktion.

Horisontella laster vinkelrätt mot långsideväggarna

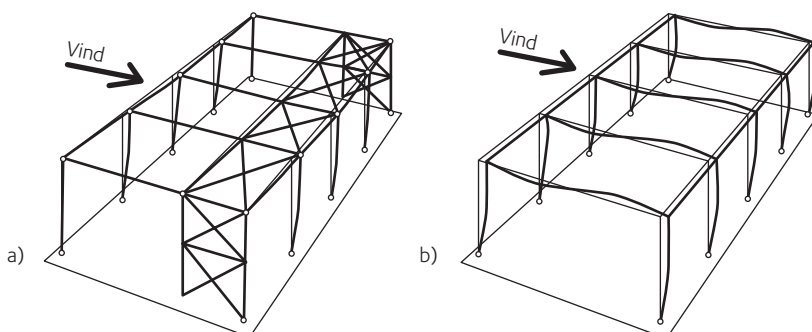
Vindlasten vinkelrätt mot långsideväggarna överförs på motsvarande sätt som beskrivs ovan, se figur 13.8.

Ramar, se figur 13.9 b), och bågar är stabila i sitt eget plan. Pelar-balksystem med pelarna fast inspända i grunden är också stabila i sitt eget plan. Å andra sidan ska pelar-balksystem med ledade pelare stabiliseras med hjälp av takets skivverkan eller takstagning i längdriktningen, se figur 13.9 a). Det är viktigt att framhålla att stagningssystem enligt figur 13.9 a) vanligtvis innebär mer komplicerade konstruktionsdetaljer. Därtill ska pelarna i en sådan konstruktion stagas tillfälligt i båda riktningarna tills hela byggnaden är färdigmonterad.

Takbalkarna används ofta som fackverkets tryckta livstänger, det vill säga staging i längdriktningen, och ibland med några av takåsarna som tryckta och dragna ramstänger. Vid sådana fall ska takåsarna inte utföras som ett Gerbersystem.



Figur 13.8 Lastöverföring i fallet med horisontallast vinkelrätt mot långsideväggen.



Figur 13.9 Staging av
a) pelar-balksystem med ledade pelare,
b) ramssystem.



Bökebergs ridhus.



Ulls hus, Uppsala.

13.3.2 Begränsning av deformationer i sidled

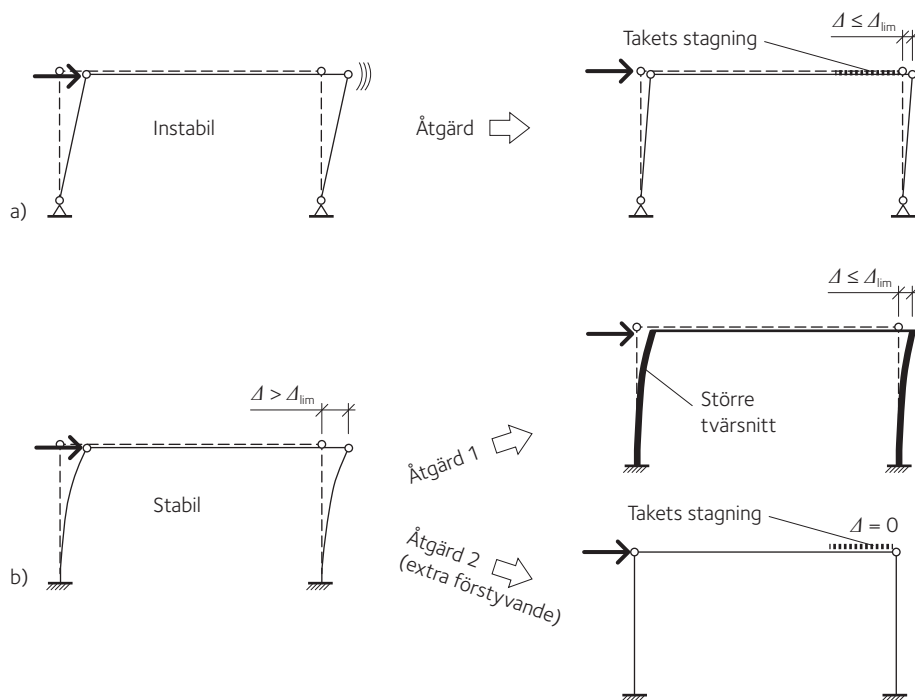
Brukbarheten kräver att byggnadens deformationer i sidled begränsas till ett bestämt värde som beror på hur byggnaden ska användas, exempelvis byggnadshöjd/300. Dessutom, som förklaras i *avsnitt 13.3.3, sidan 177*, kan överstor deformation i sidled påverka bärformågan vid knäckning ofördelaktigt eftersom andra ordningens effekter uppstår.

Som tidigare nämnts, kan ett pelar-balksystem med ledade förband stabiliseras med ett stagningssystem som består av takets staging i längdriktningen (eller av en takskiva) och gavelväggarnas staging, *se till exempel figur 13.9 a) eller figur 13.10 a)*. I dessa fall begränsas sidoförskjutningen enbart av stagningssystemet.

Ramar eller pelar-balksystem med pelare som är fast inspända i grunden är däremot stabila i sitt eget plan. I vissa fall, även om konstruktionen är stabil, kan horisontalkrafterna förorsaka för stor sidoförskjutning. Sådana deformationer kan vanligtvis reduceras på två sätt, *se figur 13.10 b)*:

- Öka pelartvårsnittet.
- Staga taket i längdriktningen.

Om byggnaden är alltför lång och/eller om grundförhållandena har tillräcklig bärformåga är pelare fast inspända i grundkonstruktionen ofta fördelaktiga. I ett sådant fall bärs den horisontella lasten i lika stor omfattning av alla pelare. Om en staging som i *figur 13.10 a)* används i samband med en lång byggnad, leder det till mycket stora tryck- och dragkrafter i strävorna i takets staging (fackverk eller sandwichelement) vilket kan kräva förstärkning av takåsar och primärbalkar. En sådan konstruktion ger dessutom upphov till stora lyftande och nedåtriktade krafter vid stöden för väggstagingen, *se figur 13.8, sidan 175*, vilket leder till dyra grundkonstruktioner. I sådana fall kan



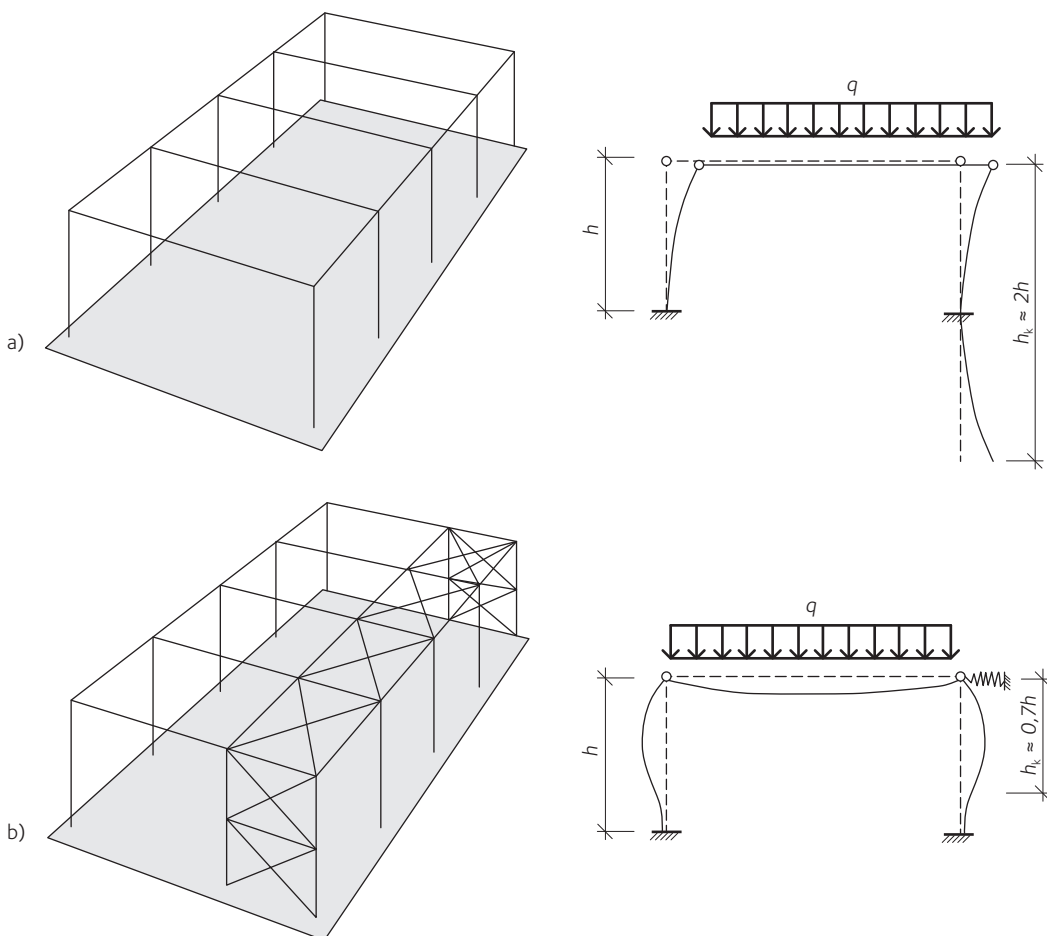
Figur 13.10 Verkan av takets staging i längdriktningen på pelar-balkkonstruktionens sidoförskjutning.
a) Ledade pelare,
b) pelare fast inspända i grunden.

det vara lämpligt att utnyttja en inre stomlinje till att ta ner stagningskrafterna från taket. Slutligen bör det påpekas att ramar eller pelar-balksystem med i grunden fast inspända pelare är att föredra om byggnaden eventuellt förlängs i framtiden. Sådana lösningar kräver i själva verket ingen förstärkning av det befintliga stagningssystemet vid en eventuell tillbyggnad, i motsats till pelar-balksystem med i grunden ledat infästa pelare (pendelpelare).

13.3.3 Förbättring av bärförmåga vid knäckning och vippning

Vid sidan om funktionen att överföra horisontella laster till grunden och begränsa deformationer i sidled kan stagningen, både horisontell och vertikal, ha gynnsam effekt på knäcklängden för konstruktionsdelar som utsätts för tryckspänningar.

I synnerhet för pelar-balksystemet där pelarna är fast inspända i grunden reduceras pelarnas sidoförskjutning avsevärt av en takstagning i längdriktningen, vilket minskar deras knäcklängder i plan, se figur 13.11. När det gäller knäckning i plan, är takstagningens styvhet i praktiken tillräckligt stor för att berättiga antagandet att pelartoppen inte förskjuts i sidled. I verkligheten fungerar stagningen ändå som en serie av fjädrande stöd vid pelartopparna, se figur 13.11 b).



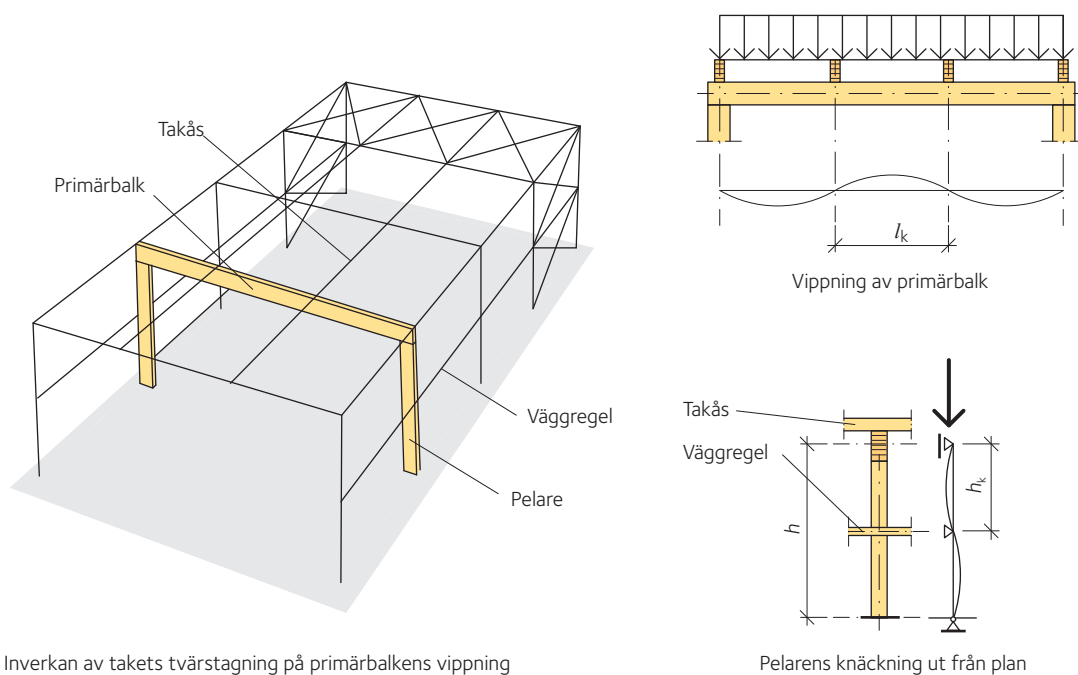
Figur 13.11 Inverkan av takets stagning i längdriktningen på en pelares knäcklängd hos ett pelar-balksystem.

Pelarna är fast inspända i grunden.

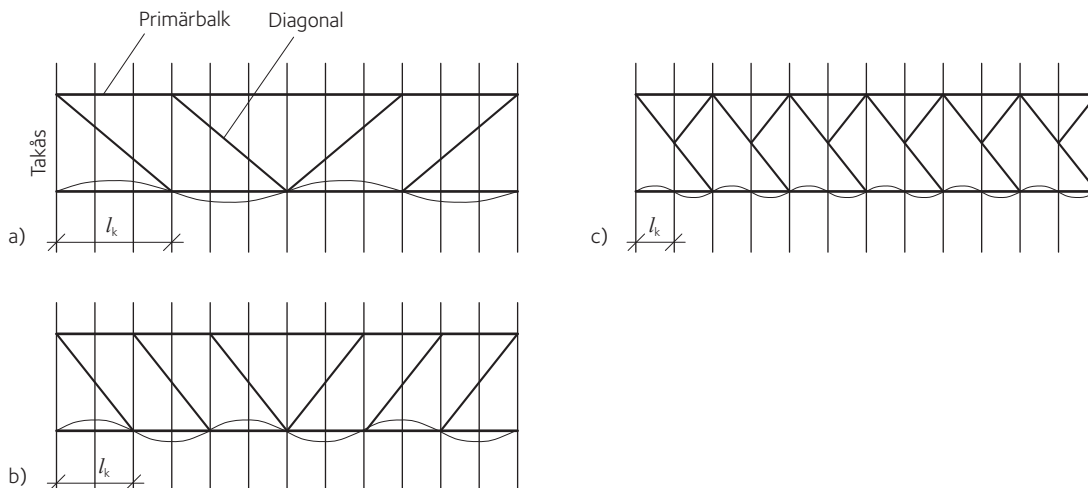
- a) Utan stagning,
- b) med stagning.

Tvärstagningssystemet, alltså takets vindfackverk i tvärled och långsidedväggarnas stagning, minskar också knäcklängden för konstruktionsdelar som är utsatta för tryckspänningar. *Figur 13.12* visar hur ett tvärstagningssystem påverkar både primärbalkarnas vippning och pelarnas knäckning ut ur plan.

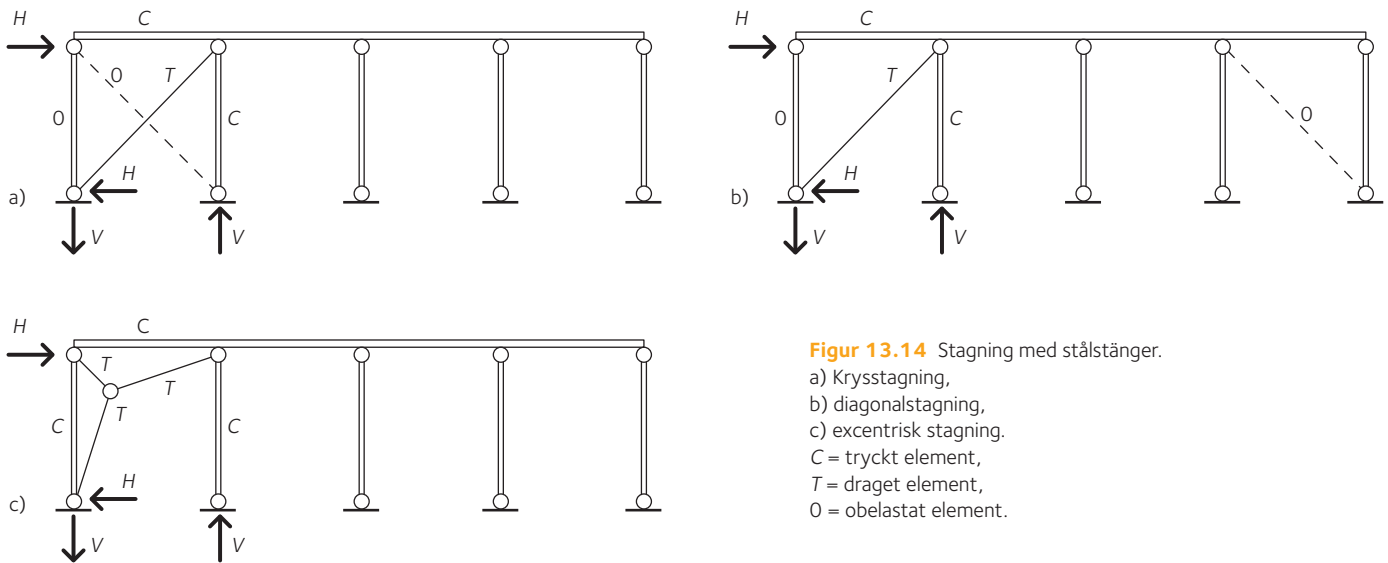
När konstruktionens primärbalkar dimensioneras ska man observera att balken är stagad mot vippning endast i de punkter där den är bunden till det fackverk som utgör takets tvärstagning. Därför kan ett fackverk med endast några få diagonaler, vilket också innebär några få knutpunkter, vara otillräckligt som stagning för primärbalkarna mot vippning. *Figur 13.13* visar hur knäcklängden l_k kan minskas när man ökar antalet diagonaler i takets tvärstagning.



Figur 13.12 Inverkan av takets tvärstagning på primärbalkens vippning och pelarens knäckning ut ur plan.



Figur 13.13 Inverkan av olika sätt att utföra takets tvärstagning på primärbalkens vippningslängd.



Figur 13.14 Stagning med stålstänger.
 a) Krysstagning,
 b) diagonalstagning,
 c) excentrisk stagning.
 C = tryckt element,
 T = draget element,
 0 = obelastat element.

13.3.4 Stagning av väggar

De stagade facken placeras så att de har minst inverkan på konstruktionens utformning och öppningar i fasaden. Dessutom ska placeringen väljas utgående från hur byggnaden kommer att monteras och hur horisontalkrafterna är fördelade i konstruktionen.

Väggar stagas vanligtvis med hjälp av:

- Gängade stålstänger.
- Tryckta diagonala strävor (vanligtvis av trä med nästan kvadratisk tvärsnitt).
- Ramar.
- Väggskivor.

Stagning med stålstänger

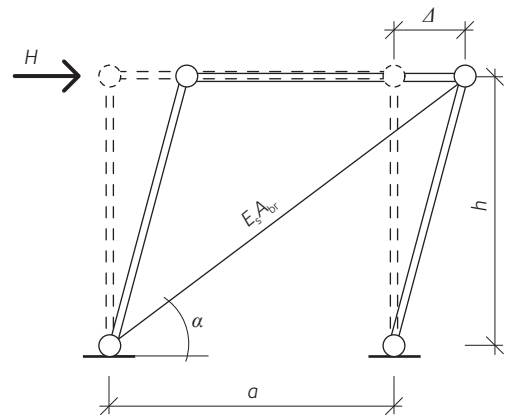
I figur 13.14 visas fack stagade med gängade stålstänger som bildar kryss-, diagonal- och excentrisk formad stagning. Fördelen med dessa är att stagningen belastas enbart med dragkrafter. Sålunda består stagningen av lätta delar men ger ändå stor totalstyvhet. De dragna stängerna kan enkelt efterspännas med hjälp av vantskruvar. På detta sätt kan pelarnas eventuella snedställning exakt justeras på plats, vilket kompenserar för toleranser.

Systemet med excentrisk formad stagning är som regel mindre styvt än motsvarande system med kryss- eller diagonalstagning.

Om man bortser från förbandens förskjutning och trästrävornas axiella deformation kan styvheten för ett stagat fack k_{br} ($= H/\Delta$) uttryckas med:

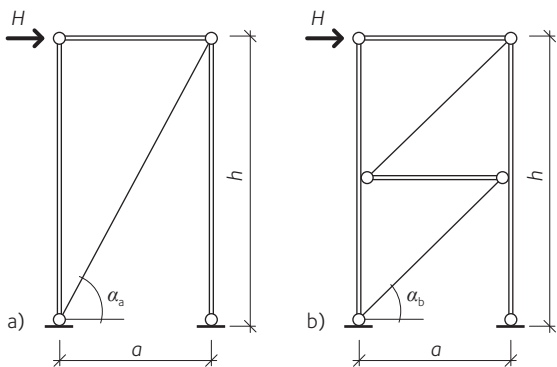
$$k_{br} = \frac{E_s \cdot A_{br} \cdot \cos^3 \alpha}{a}$$

där beteckningarna är illustrerade i figur 13.15.



Figur 13.15 Modell för uppskattning av styvhet för ett med diagonaler stagat fack.

13.1



Figur 13.16 Olika utförande för horisontalstagning i vägg.

Det är uppenbart, av *ekvation 13.1, sidan 179*, att när den stagande diagonalens lutning minskar ökar styvheten och sålunda stagningens effektivitet. Vanligtvis är både a och h förbestämda vid dimensioneringen. Därför är enda sättet att minska diagonallutningen α , att man ökar antalet fack som diagonalen spänner över. Valet av antalet fack är en kompromiss mellan ekonomi och effektivitet. För en konstruktion med en given facklängd a och en given höjd h finns två möjligheter, nämligen:

- En enda diagonal, se *figur 13.16 a*).
- Två eller flera diagonaler, placerade på så sätt att facket i höjddled delas i två eller flera fack, se *figur 13.16 b*).

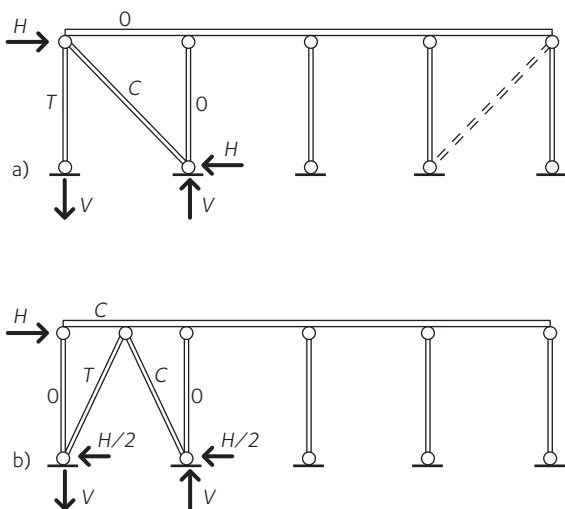
Om ett fack inte delas i höjddled till två (eller flera) fack blir lutningen α större vilket minskar stagningens effektivitet. Om en bestämd styvhet, k_{br} , krävs bör därför ståldiagonalens diameter i *figur 13.16 a*) vara större än i *figur 13.16 b*). Å andra sidan kräver utförandet i *figur 13.16 b*) ett större antal stänger och förband än utförandet i *figur 13.16 a*). Erfarenhet har visat att från ekonomisk synpunkt är det fördelaktigt att välja antalet fack så att diagonalernas lutning är $45^\circ < \alpha < 60^\circ$.

Stagning med trästrävor

I *figur 13.17* visas fack stagade med trästrävor som bildar diagonal- och "K"-stagning. Om en enda diagonal används ska den kunna överföra både dragkrafter och tryckkrafter när vindlastens riktning ändras. En nackdel med diagonaler av trä är att deras längd inte kan justeras, om inte ett justerbart förband används, och därför krävs större noggrannhet vid montage än för gängade ståldiagonaler. I gengäld är detta utförande i regel styvare än utförandet med ståldiagonaler.

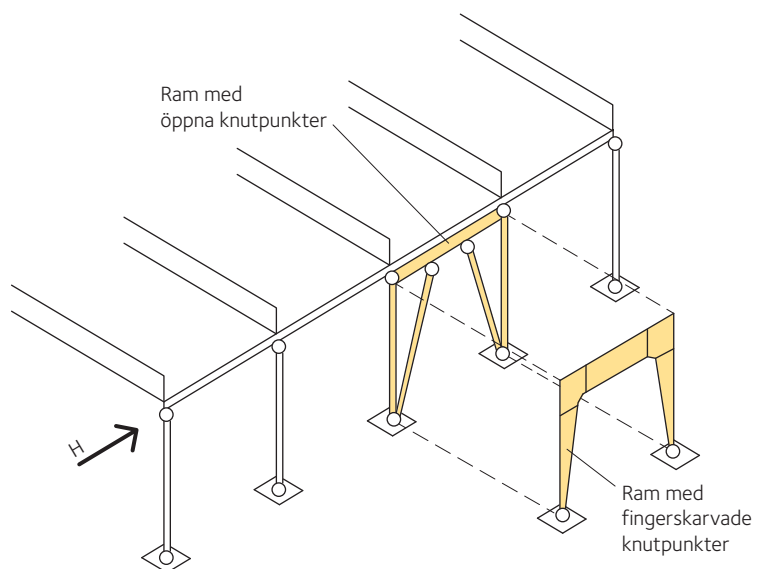
Stagning med ramar

Byggnader med stora dörr- och fönsteröppningar kan stagas med hjälp av ramar, vilka möjliggör stora öppningar där det annars skulle finnas otympliga diagonaler, se *figur 13.18*. Ramen kan tillverkas av trä, eller av stål om horisontalkrafterna är mycket stora.

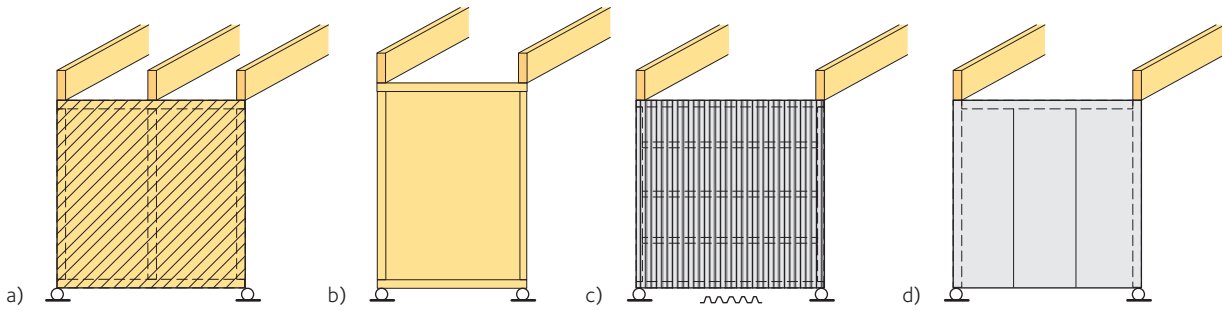


Figur 13.17 Stagning med trästrävor.

- a) Diagonalstagning,
 b) "K"-stagning.
 C = tryckt element,
 T = draget element,
 O = obelastat element.



Figur 13.18 Stagning med ramar.



Figur 13.19 Stagning med skivor.

- a) Diagonala brädor,
- b) träbaserad skiva,
- c) profilerad stålplåt,
- d) betongelement.

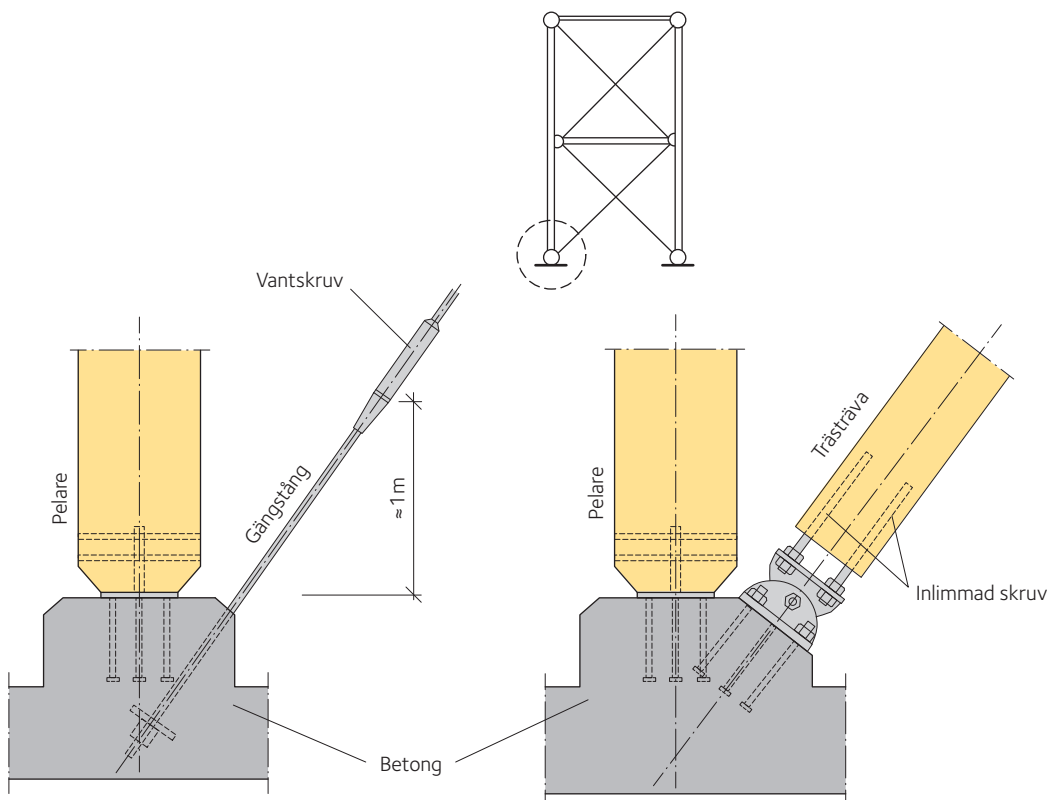
Stagning med skivor

Väggar med skivverkan kan tillverkas av träbaserade skivor som exempelvis korslimmat trä (KL-trä eller X-Lam, Cross Laminated Timber), plywood, strimlespånskiva (OSB, Oriented Strand Board) eller korslimmat fanerträ (LVL, Laminated Veneer Lumber). Också diagonala plankor eller brädor kan användas. Väggar med skivverkan kan också tillverkas av profilerad stålplåt, betongelement och motsvarande, se figur 13.19. När skivverkan utnyttjas kan öppningar i väggen göras endast i begränsad omfattning.

Förbandsdetaljer för stagning av väggar

Figur 13.20 visar två möjliga förbandsdetaljer när en diagonal ska fästas i ett betongfundament.

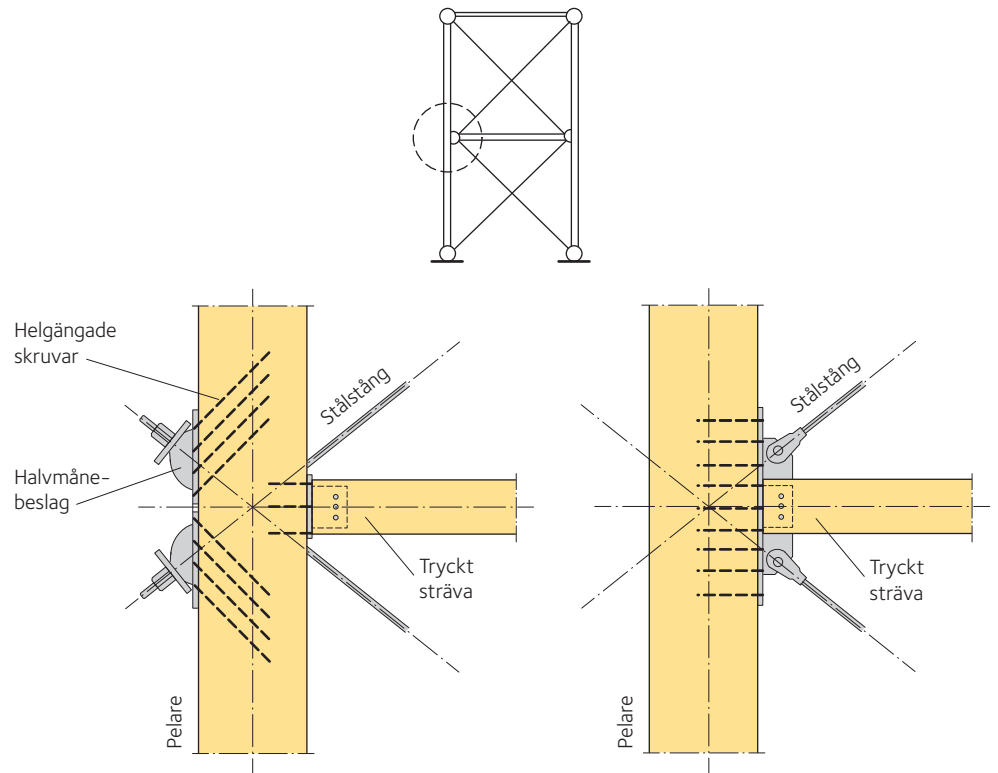
Observera att i båda exemplen är diagonalen justerbar, med hjälp av en vantskruv i fallet med gängstången eller genom muttrarna i fallet med trästräva, vilket gör det möjligt att få pelaren, och därmed stommen, korrekt riktad.



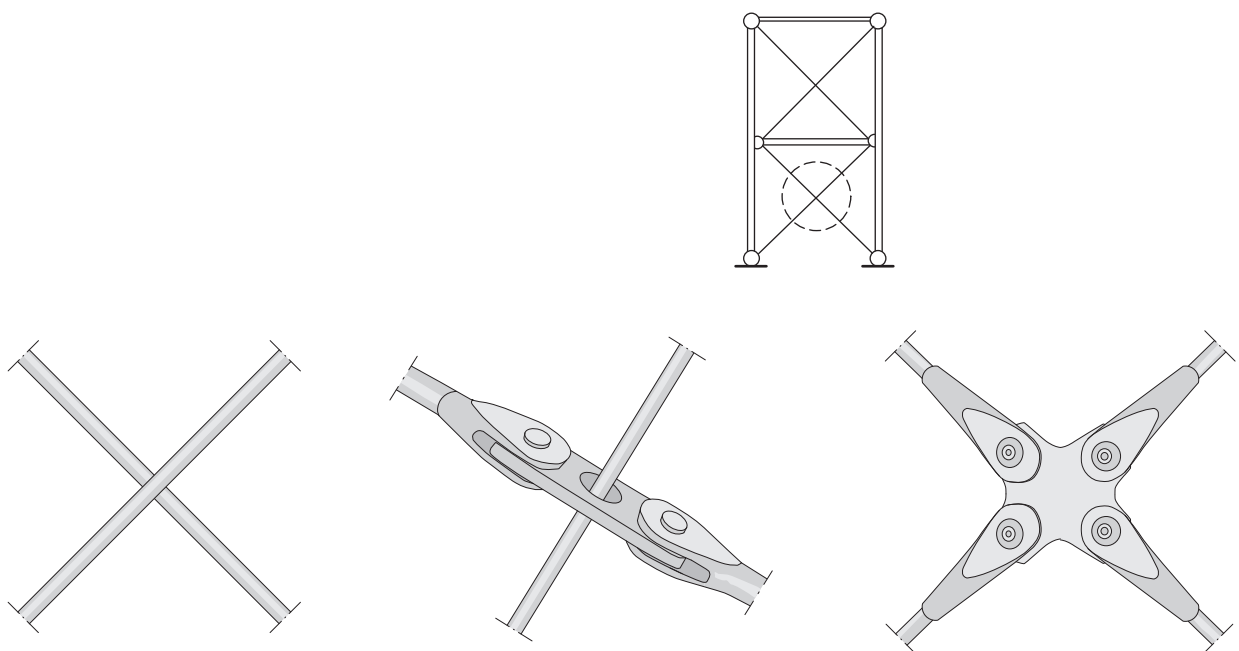
Figur 13.20 Exempel på förband mellan olika slags diagonaler och betongfundamentet.

Figur 13.21 visar två exempel på förbandsdetaljer när en diagonal ska fästas i en träpelare.

Figur 13.22 visar tre exempel på förbandsbeslag som kan användas i skärningspunkten mellan diagonalerna.



Figur 13.21 Exempel på förband mellan ståldiagonaler och träpelare.



Figur 13.22 Förband i skärningspunkten mellan stålstänger.

13.3.5 Stagning av tak

För att stora träkonstruktioners tak ska kunna bära horisontella laster stagas de vanligtvis på följande sätt:

- Horisontella fackverk i takets plan.
- Takkonstruktioner med skivverkan via träbaserade skivor eller profilerad stålplåt.

Stagning med horisontella fackverk

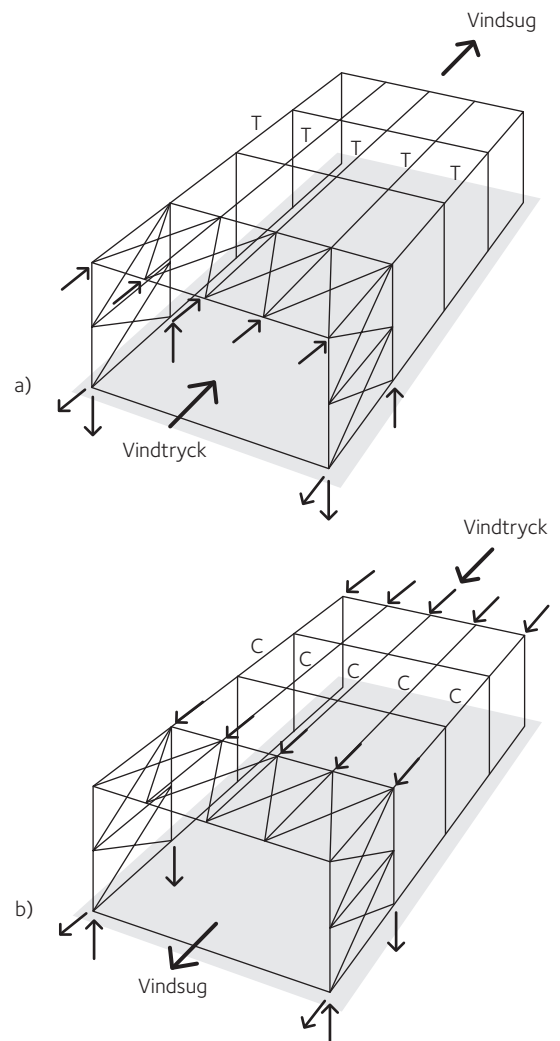
I detta avsnitt betraktas enbart tvärstagning av tak (typ "B", se figur 13.5, sidan 172). Takets stagning i längdriktningen (typ "D", se figur 13.5, sidan 172) används sällan i moderna stora träkonstruktioner; i själva verket föredras för varje långsidepelare en fast inspänd pelarfot.

I mindre byggnader (längd mindre än 30 – 40 m) kan ett enda tvärgående fackverk i taket vara tillräckligt. Takåsarna och deras förband med primärbalkarna ska kunna överföra tryck- och dragkrafter från byggnadens andra ände, se figur 13.23.

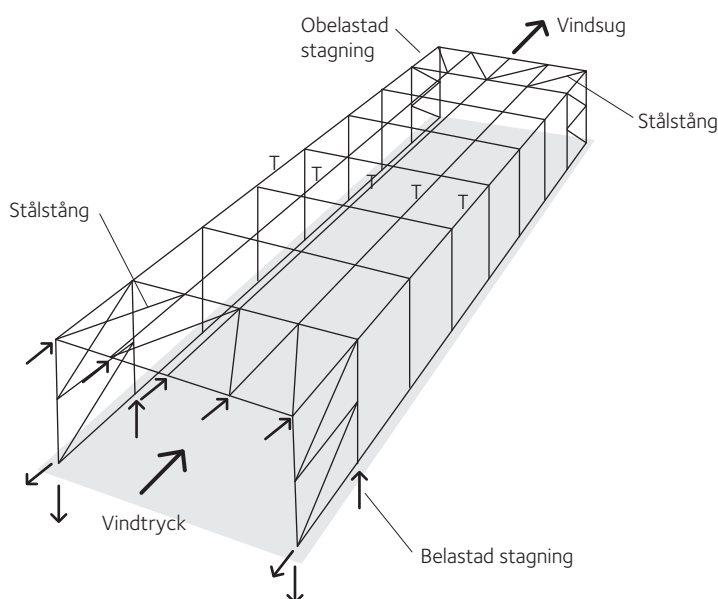
I längre byggnader kan det vara lämpligt att ha två eller flera tvärgående fackverk i byggnadens skilda fack, inte minst när det gäller stabilitet under montage. Vid gavlarna placeras vindfackverken med fördel i andra facket från gaveln. Knutpunkternas utformning påverkas då inte av takets konstruktion vid gavelväggen, vilket vanligtvis avviker från resten av byggnaden.

Diagonalerna i det horisontella fackverket tillverkas vanligtvis av stålstänger eller trästrävor. Stålstänger föredras i allmänhet eftersom de enkelt kan efterspännas med hjälp av vantskruvar vilket gör det möjligt att få primärbalkarna korrekt riktade.

Stagningssystemet kan vara verksamt i en eller två riktningar beroende på diagonalernas placering. Ett stagningssystem med endast en stål-diagonal i varje livfack fungerar till exempel endast om belastningen förorsakar dragkrafter i diagonalerna. I sådana fall, och om två stagade fack används, kan horisontella krafter endast överföras av fackverket närmast den gavelvägg som belastas, se figur 13.24. Takåsarna ska då, förutom för böjmoment av vertikala laster, också dimensioneras för dragkrafter. Fackverk med krysstagning av stålstänger överför både sugande och tryckande vindlast.



Figur 13.23 Stagning av en mindre byggnad.
T = dragna takåsar,
C = tryckta takåsar.



Figur 13.24 Exempel på ett stagningssystem med endast en stål-diagonal i varje livfack. Systemet är enkelriktat vilket betyder att det fungerar endast i den riktning som ger dragkrafter i diagonalerna.

Figur 13.25 visar exempel på takets stagning med olika horisontella fackverk. Vid horisontal belastning fungerar de två primärbalkarna i systemen a), b) och c) som fackverkets tryckta och dragna ramstänger. I system d) däremot fungerar primärbalken, takåsarna och stångarna eller vajrarna som en bukformad balk. I detta fall genererar de horisontella lasterna följande:

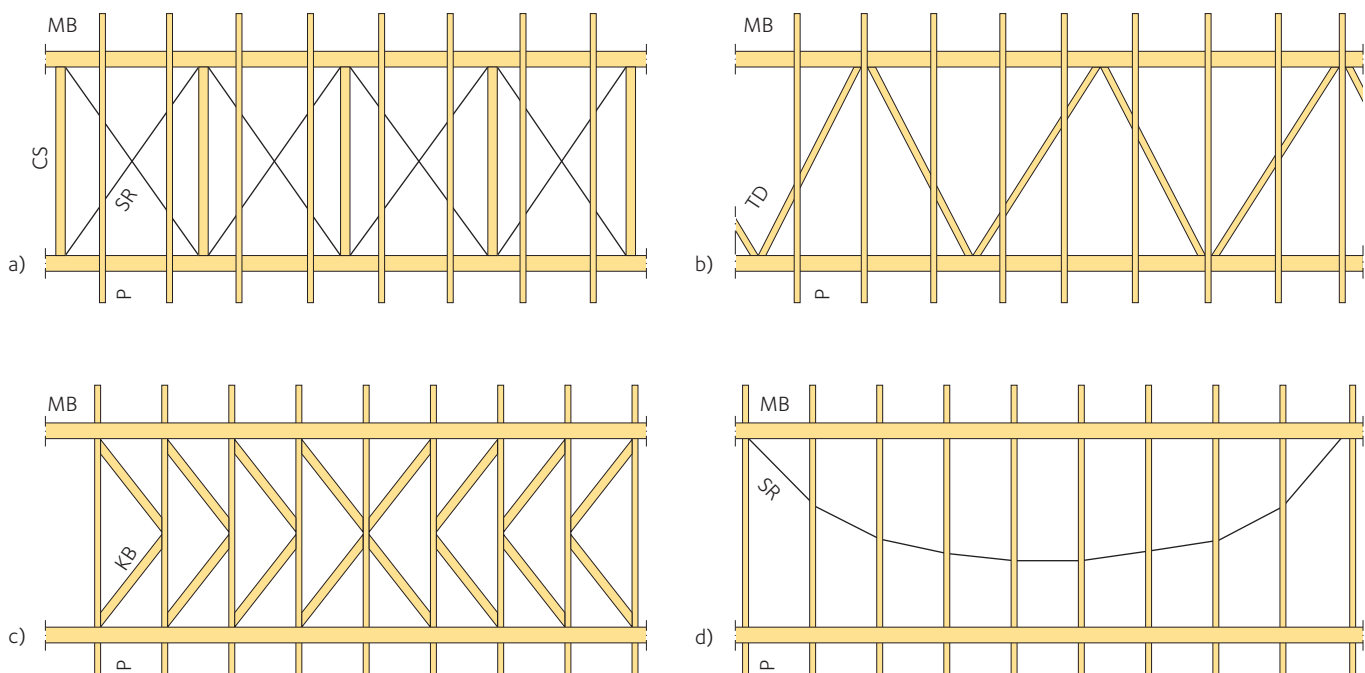
- Tryckkrafter i primärbalkarna.
- Dragkrafter i stångar eller vajrar.
- Tryckkrafter i några takåsar.

Stagningssystemet i figur 13.25 a) har krysslagda stångar. Eftersom de är mycket slanka och därför lätt knäcks, överför endast de aktiva dragna diagonalerna horisontella laster. Fackverkets tryckbelastade livstänger är vanligtvis av trä.

Stagningssystemet i figur 13.25 b) har V-lagda trästrävor. Primärbalkarna och diagonalerna bildar Warrens fackverk. Varje diagonalpar belastas med tryckkraft och dragkraft; kraften ändrar riktning när den horisontella lasten ändrar riktning.

Stagningssystemet i figur 13.25 c) har "K"-lagda trästrävor. Detta system har fördelen att primärbalkarnas stagpunkter är nära varandra vilket ökar deras bärförmåga vid vippning.

Stagningssystemet i figur 13.25 d) fungerar endast i en horisontell lastriktning, nämligen i den som ger upphov till dragkrafter i stångarna. Därför behövs två motsattriktade system för att säkerställa stabilitet i längdriktningen.



Figur 13.25 Exempel på olika takfackverk för stagning.

MB = primärbalk ("Main Beam"),

P = takås ("Purlin"),

SR = stång ("Steel Rod"),

TD = trädiagonal ("Timber Diagonal"),

CS = tryckt trästräva ("Compression Strut"),

KB = "K"-stagningselement (trä) ("K-Bracing element").

Stagning med hjälp av taks kivor (skivverkan)

Skivverkan i taket kan erhållas med hjälp av styva skivor, till exempel träbaserade skivor eller profilerad stålplåt. I regel är det emellertid svårt att uppnå skivverkan med profilerad stålplåt över tid i ouppvärmda byggnader, då fästdonen tenderar att förlora styvhet vid växlande temperaturer. Takets skivverkan fungerar på samma sätt som livet i en I-balk, taket tar alltså upp skjivspänningar.

Taxskivan kan betraktas som ett tunt liv i en stor I-balk som bildas av taket, och som huvudsakligen belastas av skjivspänningar medan den fiktiva I-balkens flänsar, alltså kantbalkarna eller väggarna vinkelrätt mot lastens riktning, tar tryckkraften, N_C , och dragkraften, N_T , som förorsakas av böjmomentet.

Under förutsättning att $L \leq 2s/3$ är magnituden på tryck- och dragkrafter i kantbalkarna:

$$N_C = N_T = \frac{q \cdot s^2}{8 \cdot L}$$

Man antar att hela böjmomentet överförs av kantbalkarna och följaktligen ska de vara kontinuerliga eller skarvade så att de kan överföra tryck- och dragkrafter mellan balkdelarna.

Taxskivan överför tvärkraften till de vertikala stagningselementen (skivväggar, diagonalstagning eller ramar). Den största tvärkraften i taxskivan är:

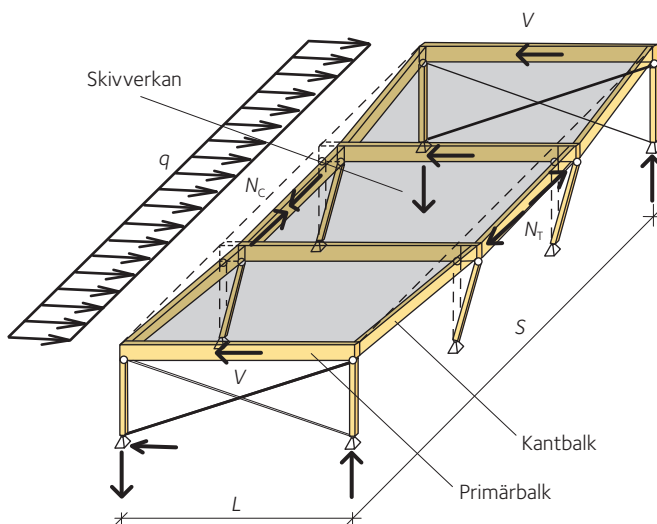
$$V = \frac{q \cdot s}{2}$$

Hela tvärkraften ska bäras av skivmaterialet. Skjuvspänningen är större nära skivans kanter. Skjuvspänningsflödet, v , (N/mm), som skivan och dess förband ska dimensioneras för är:

$$v = \frac{V}{L}$$

Detta innebär att bärförmågan för de enskilda fästdonen som förenar skivan med balkarna ska vara minst $F_v = v \cdot s_f$, där s_f är fästdonens inbördes avstånd. På motsvarande sätt ska skivan dimensioneras för en skjuvspänning i plan $\tau = v/t$, där t är skivans tjocklek.

Det är uppenbart att den matematiska tolkningen av skivverkan är en grov förenkling, eftersom skivans frihetsgrad eller styvhet är högst obestämmd.



Figur 13.26 Skivverkan i ett tak.

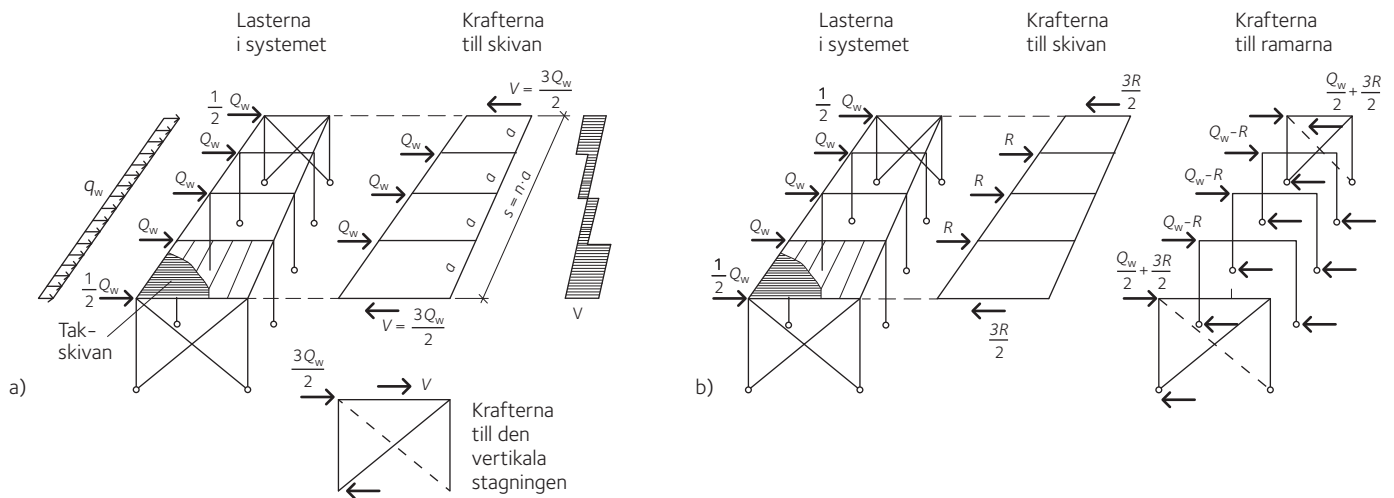


Virkesmagasin, Sundsvall.

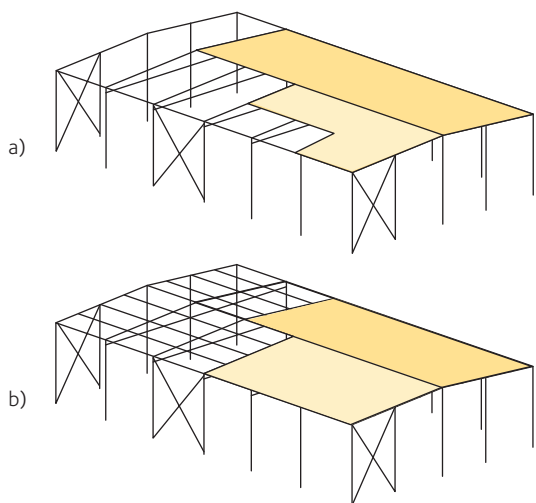
13.2

13.3

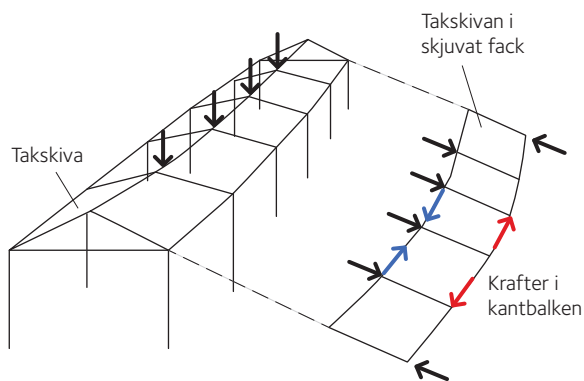
13.4



Figur 13.27 Överföring av laster.
a) Pelare och balksystem med ledad pelarfot,
b) ramsystem.



Figur 13.28 Takskivans infästning.
a) Skivan fästs direkt på primärbalkarna.
b) Skivan fästs i takåsarna.



Figur 13.29 "Hög skivbalkverkan" i den lutande takskivan.

Det finns vissa allmänna krav som bör uppfyllas när man utnyttjar skivverkan, nämligen:

- Gavelväggarna ska stagas.
- Takskivan ska fästas ordentligt i takbalkarna.
- Takskivans skarvar, eller kanter, ska fästas med ordentliga förband.
- Eventuella öppningar i taket ska inte överskrida 3 procent av takytan om man inte utför en detaljerad analys. I detta fall tillåts 15 procent.

Stommen och takskivan samverkar alltid, vilket väsentligen påverkar den färdiga byggnadens funktion. Om det lastbärande systemet består av pelare och balkar, där pelarfoten är ledad, upptar takskivan hela den horisontella lasten q_w som verkar i takplanet, se figur 13.27 a). Om däremot det bärande systemets pelare är fast inspända i grunden, delas lasten q_w mellan ramarna (eller pelarna) och takskivan, se figur 13.27 b).

Olika sätt för takskivans infästning visas i figur 13.28. Om det är möjligt bör varje enskild skiva fästas längs alla fyra kanterna för att man ska uppnå större bärförmåga och styvhet. Skivorna kan fästas endast i takåsarna, om skivändarna fästs i gavelväggen på ett särskilt sätt.

Vid ett sadeltak kommer takskivan också att bidra till att bära vertikala laster. Som det visas i figur 13.29, orsakarnockens nedböjning en sidoförskjutning av pelarnas toppar. Detta aktiverar en "balkverkan" i taket, som det visas i figuren. Takskivan fungerar som livet i en I-balk, medan nockbalk och kantbalkar fungerar som flänsar. Ju brantare taket är, desto större andel av vertikallasten överförs genom "balkverkan".

Vanliga system för tak med skivverkan

Takets skivverkan uppnås vanligtvis med hjälp av:

- Träbaserade skivor.
- Skivor av profilerad stålplåt.

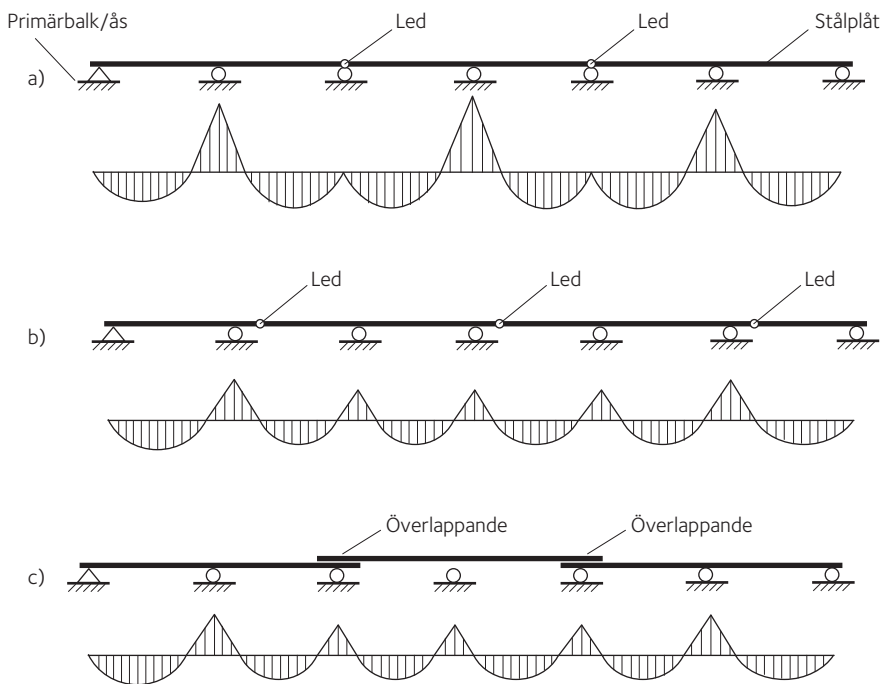
Träbaserade skivor omfattar material som plywood, strimlespånskiva (OSB, Oriented Strand Board), korslimmat fanerträ (LVL, Laminated Veneer Lumber) eller korslimmat trä (KL-trä eller X-Lam, Cross Laminated Timber). Eftersom spännvidden (centrumavståndet) mellan primärbalkarna är förhållandevis stor, vanligtvis mer än 4 m, behöver de träbaserade skivorna ofta förstärkas med balkar. Balkarna skruvlimmas vanligtvis ihop med skivan, antingen med en ensidig skiva eller med en skiva på båda sidorna om spännvidden är mycket stor. Typiska mått för sådana system är: höjd $h = 300 - 800$ mm, bredd $b = 1\,800 - 2\,500$ mm och spännvidd $s = 5 - 18$ m, se figur 13.30.

Profilerad stålplåt används mycket ofta i Sverige. Detta taktäckningsmaterial består av kallvalsad stålplåt med en tjocklek på vanligtvis 0,6 – 1,2 mm. De lastbärande skivornas profilhöjd varierar från 45 mm för korta spännvidder till 200 mm för mycket stora spännvidder. Sträckgränsen för stålmaterialiet är vanligtvis 350 – 500 MPa. För att öka skivans bärförmåga vid vertikala laster förser man den ibland med rillor.

I allmänhet utförs taksystem med profilerad stålplåt så att de är kontinuerliga över tre eller flera upplag (alltså primärbalkar eller åsar). System med kontinuerliga plåtar kan i sin tur bestå av:

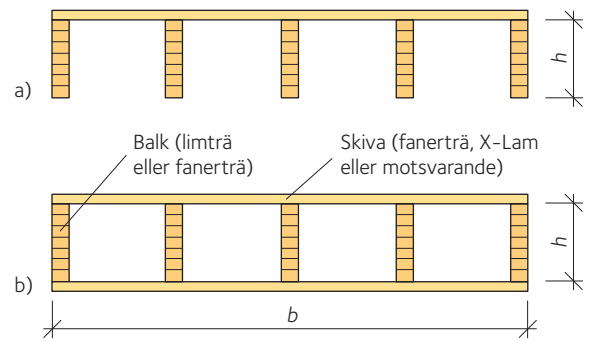
- Skivor som har ledade skarvar vid upplagen.
- Skivor som har ledade skarvar i fälten, så kallade Gerbersystem.
- Skivor som har överlappande skarvar vid upplagen.

Dessa olika system visas i figur 13.32.



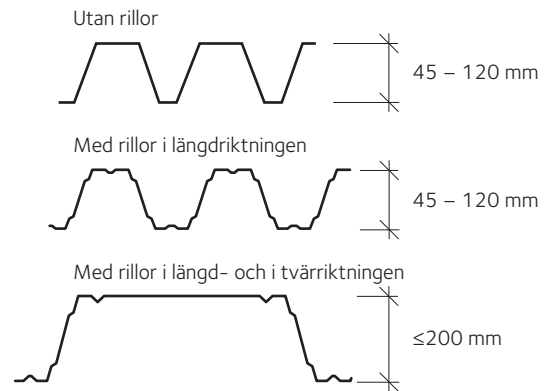
Figur 13.32 Olika skarvsystem för profilerad stålplåt med motsvarande momentdiagram för jämnt fördelad last.

- Ledade skarvar vid upplagen,
- Gerbersystem,
- överlappande skarvar.



Figur 13.30 Typiska tvärsnitt för taksystem av trä.

- Öppet tvärsnitt,
- lådtvärsnitt.



Figur 13.31 Typiska tvärsnitt för profilerad stålplåt.



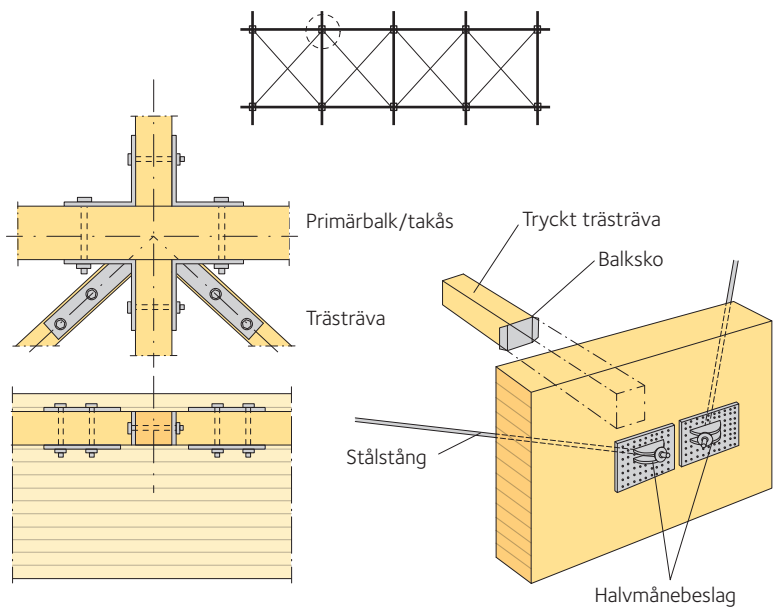
System med överlappande skarvar har fördelen att deras bärförmåga fördubblas vid upplagen där böjmomentet är störst. Överlappningen utförs tillräckligt lång så att det maximala böjmomentet i varje skiva reduceras till ungefär hälften av maximivärdet; fältmoment blir i detta fall kritiskt. Gerbersystemet utförs så att det positiva och negativa momentet blir lika stora. Risken för fortskridande ras kan reduceras genom att utforma systemet sådant att vartannat fack är utan leder.

Förbandsdetaljer för staging av tak

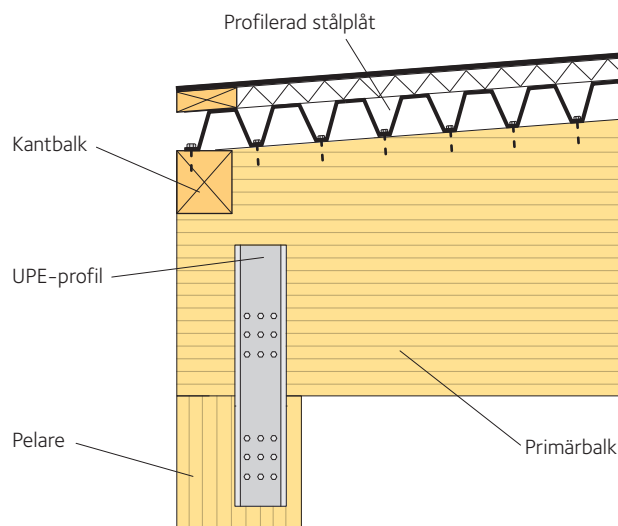
Figur 13.33 visar några möjliga förbandsdetaljer mellan stagande byggnadsdelar och primärbalkar och takåsar.

Figur 13.34 visar några möjliga förbandsdetaljer mellan profilerad stålplåt och limträbalk.

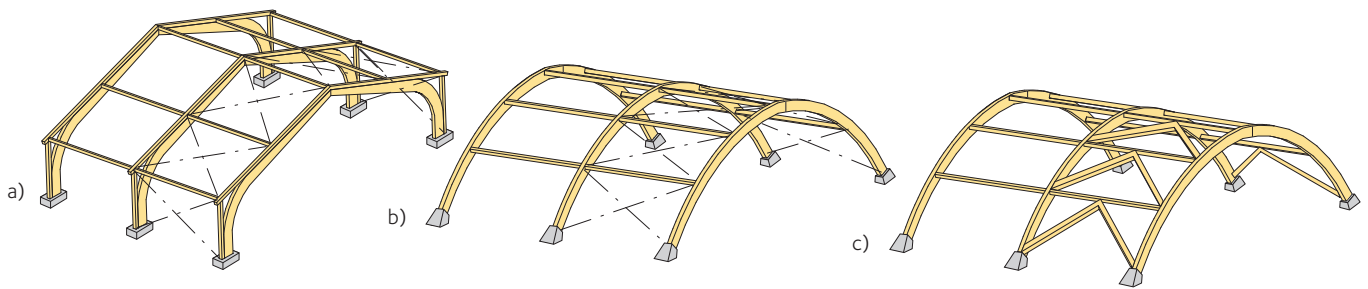
Fröåkra kostall, Lyrestad.



Figur 13.33 Exempel på förbandsdetaljer mellan stagande byggnadsdelar och primärbalkar.



Figur 13.34 Exempel på förband mellan profilerad stålplåt och primärbalk.



Figur 13.35 Exempel på stagning av ramar och bågar.

- a) Stagning med stålstänger,
- b) stagning med stålstänger,
- c) stagning med trädiagonaler.

13.3.6 Stagning av ramar och bågar

Ramar och bågar, oberoende av om de är statiskt bestämda eller obestämda, är stabila i sitt eget plan. De ska stagas i riktningen vinkelrätt mot sitt eget plan. Principen för hur ramar och bågar stabiliseras visas i *figur 13.35*. Två ramar eller bågar används ofta som fackverkets ramstänger medan några av takåsarna bildar vertikaler (det vill säga de tryckta strävorna). De enda extra elementen i detta fall är stål diagonaler, *se figur 13.35 a) och b)*, eller ibland trädiagonaler, *se figur 13.35 c)*. Förbanden mellan de olika komponenterna som bildar fackverket dimensioneras utgående från krafterna som uppstår i komponenterna. Fackverkets tryckta och dragna stänger befinner sig ofta i olika plan, vilket innebär att hänsyn till eventuell excentricitet bör vidtas.

13.4 Krav på stagningens bärförmåga och styvhet

Stagningens huvuduppgift är att staga en konstruktionsdel så att den inte förflyttar sig i sidled i den punkt där den är stagad. Stagningen som förhindrar en förskjutning i sidled ökar vanligtvis också den stagade balkens eller pelarens bärförmåga vid vippning eller knäckning.

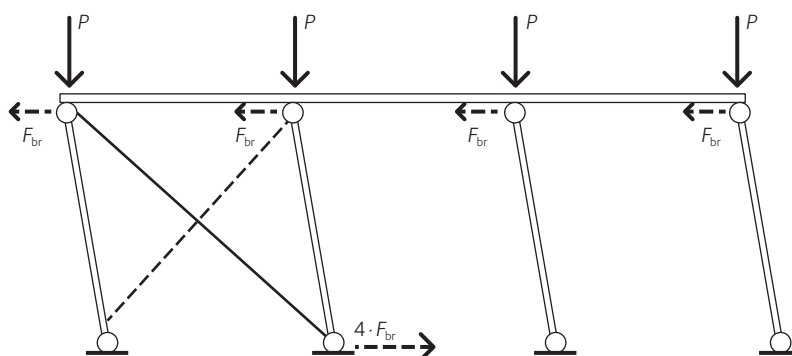
13.4.1 Krav på stagning av pelare

I det idealiserade fallet med helt raka stänger som är fullständigt stagade uppkommer inga stagningskrafter ens vid knäckning eftersom ingen sidoförskjutning förekommer i den stagade punkten. I verkliga konstruktionsdelar uppstår ändå stagningskrafter vid belastning. Som exempel kan tas en serie ledade pelare, var och en utsatt för tryckkraften, P , och stagade med ett stagningssystem. Eftersom pelarna aldrig är absolut lodräta, uppstår en horisontell kraft, F_{br} , i toppen av varje pelare. Stagningssystemet ska därför ha tillräcklig bärförmåga och styvhet för att motstå resultanten av dessa krafter.

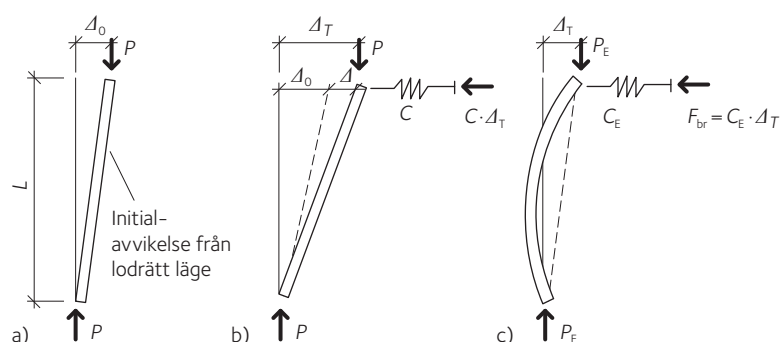
Observera att för att vara på den säkra sidan antar man att alla pelare lutar åt samma håll, *se figur 13.36, sidan 190*.



Bro, Virserum.



Figur 13.36 Stagningskraften som förorsakas av att pelarna inte är lodräta.



Figur 13.37 Elastisk sidostagning.

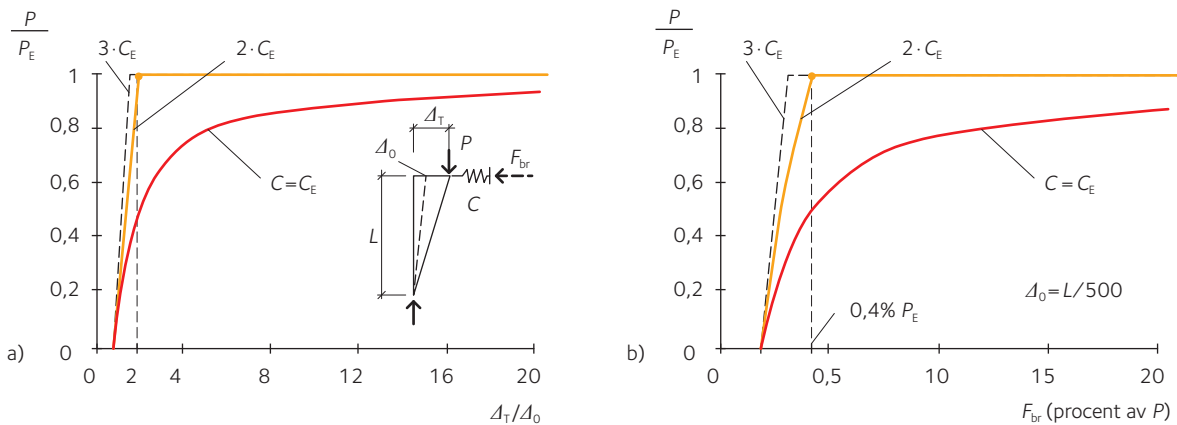
Ett enkelt antagande är att stagningskraften, F_{br} , är ungefär 1 – 2 procent av tryckkraften, P . Ett sådant enkelt antagande, utan någon som helst beskrivning på styvhetskravet, är inte nödvändigtvis tillräckligt för att stagningssystemet blir korrekt dimensionerat. Om stagningssystemet är för vekt kan sidoförskjutningen, och därmed stagningskraften, bli oacceptabelt stor. Studera till exempel den elastiska sidostagningen i figur 13.37, där stagningen representeras av en fjäder i pelartoppen med fjäderkonstanten, C .

I det idealiserade fallet med en fullständigt rak pelare kan det påvisas med enkla jämviktsbetraktelser att den så kallade "ideala fjäderkonstanten", C_E , alltså den fjäderkonstant som krävs för att uppnå kraften, P_E , som motsvarar Eulers knäckkraft, är:

$$13.5 \quad C_E = \frac{P_E}{L}$$

För en pelare som inte är lodrät, visas förhållanden mellan P , C och Δ_T i figur 13.38 a). Om $C = C_E$, uppnås P_E endast om förskjutningen blir mycket stor. Olyckligtvis ger sådana stora deformationer upphov till stora stagningskrafter F_{br} , eftersom $F_{br} = C \cdot \Delta$. Vid praktisk dimensionering ska Δ hållas litet. Detta kan åstadkommas om man väljer $C > C_E$, till exempel $C = 2 \cdot C_E$. Om $C = 2 \cdot C_E$, då är $\Delta = 2 \cdot \Delta_0$ när $P = P_E$, som visas i figur 13.38 a). Det är intressant att observera att ju större fjäderkonstanten är, desto mindre blir stagningskraften, se figur 13.38 b).

Den ovan beskrivna modellen, dock i en något mera komplicerad form, kan också användas för att bestämma den kritiska kraften i en pelare med flera mellanliggande stagningar med samma fjäderkonstant C . Om man antar en typisk initialavvikelse från den räta formen

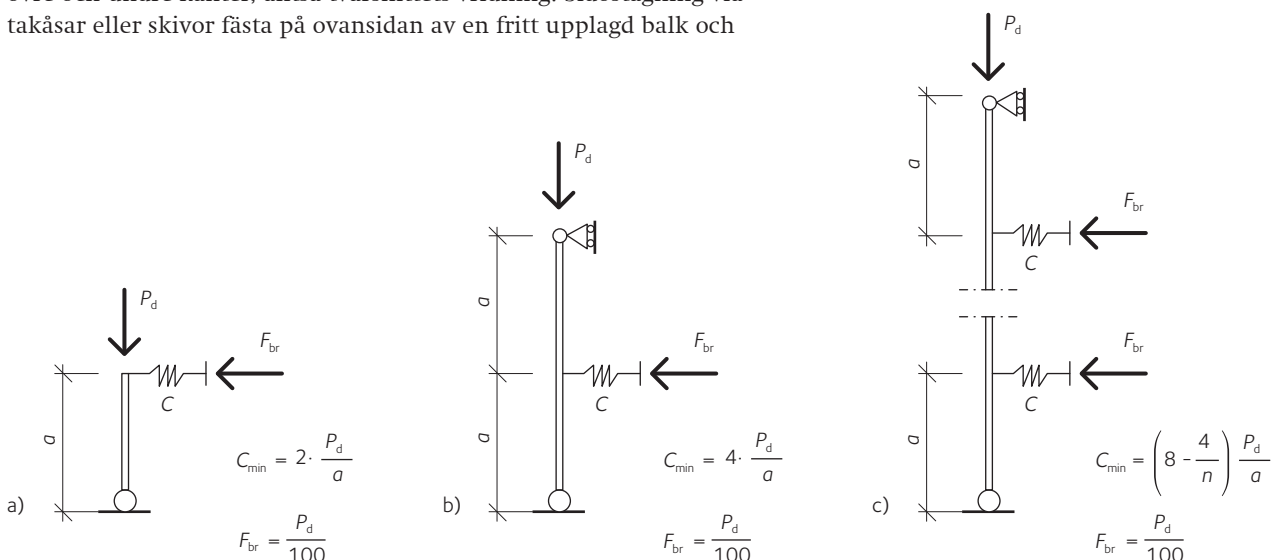


Figur 13.38 Effekten av initialavvikelse från lodrätt läge.

eller förskjutning av toppen för en pelare som är i storleksordningen 1/500 av limträpelarens längd kan ett enkelt dimensioneringsvillkor härledas. På grund av de ovannämnda orsakerna rekommenderas att stagningens fjäderkonstant, C_{min} , är två gånger den "ideala" fjäderkonstanten, C_E . I detta villkor ersätts Eulers knäckkraft P_E med det dimensionerande värdet för pelarens tryckkraft P_d , som i praktiken är avsevärt mindre än knäckkraften. Därtill rekommenderas att som värde för stagningskraften, F_{br} , används åtminstone 1 procent av axialkraften, även om F_{br} i figur 13.38 b) aldrig överskrider 0,4 procent av axialkraften, om $C = 2 \cdot C_E$. Orsaken till detta är att initialavvikelsen från den raka formen antas vara $\Delta_0 = L/500$. På grund av vindlast, andra horisontella laster, glapp i skruvförband och annat kan det antagna värdet för Δ_0 överskrida $L/500$. Sålunda kan stagningskraften, F_{br} , vara större än 0,4 procent av axialkraften.

13.4.2 Krav på stagning av balkar

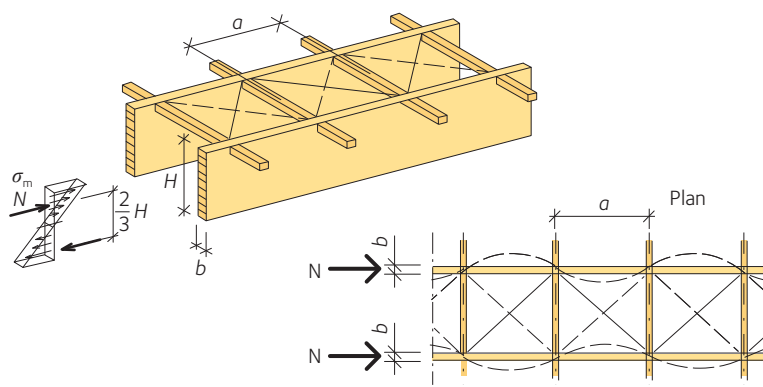
Det finns två allmänna sätt att staga balkar, i sidled och mot vridning. Ett effektivt stagningssystem bör förhindra sidoförskjutning av balkens övre och undre kanter, alltså tvärsnittets vridning. Sidostagning via takåsar eller skivor fästa på ovansidan av en fritt upplagd balk och



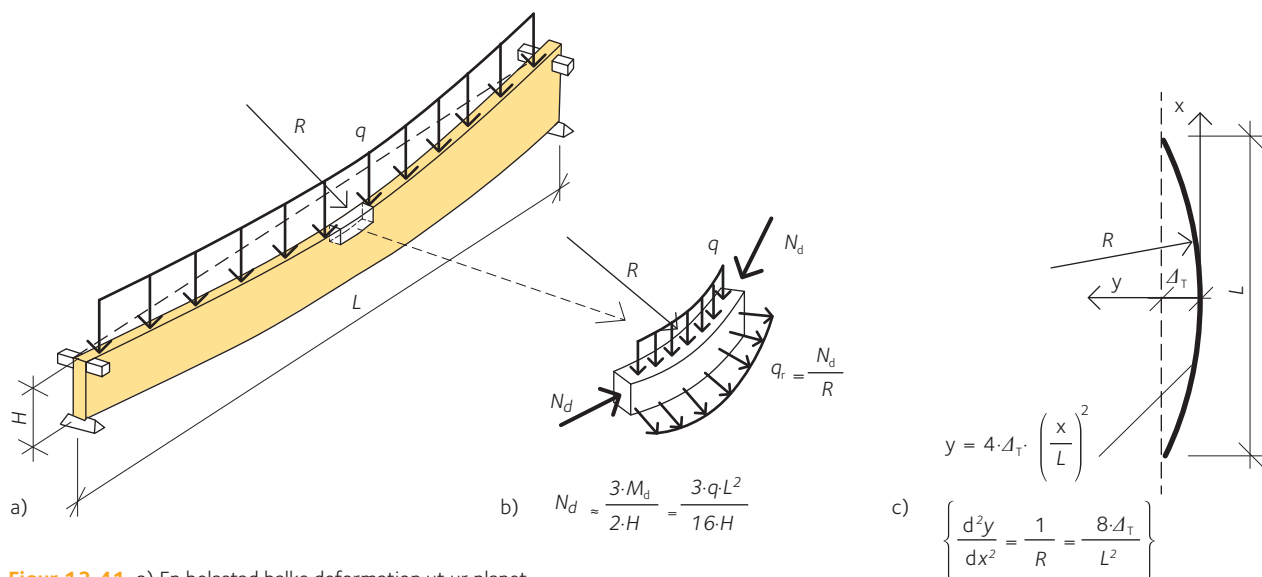
Figur 13.39 Rekommenderad minsta fjäderkonstant, C_{min} , vid stagning och motsvarande stagningskraft, F_{br} , där n = antalet stagpunkter.

stagning mot vridning med hjälp av krysstagning eller skiva mellan balkar, kan effektivt förhindra vridning. Kombinerad stagning mot sidoförskjutning och vridning är mer effektiv än någondera stagningen ensam. I träkonstruktioner är det ändå allmän praxis att endast använda sidostagning längs spännvidden, se figur 13.40, utökat med någon stagning mot vridning endast vid balkens upplag.

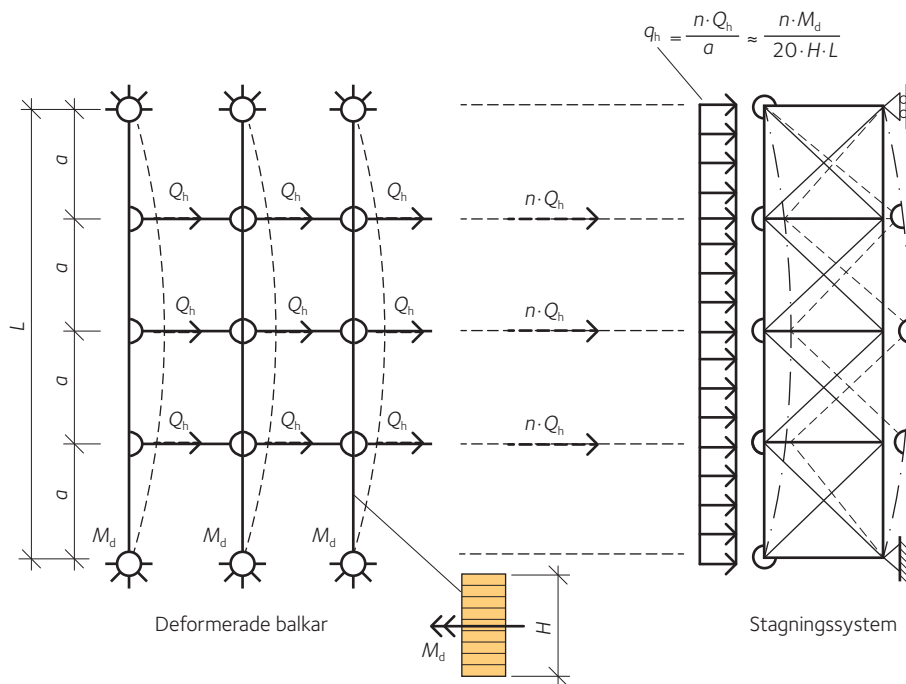
För att förhindra vippning ska stagningssystemet ha tillräcklig styvhet och bärformåga. Dimensioneringsmetoden som presenteras här kan tillämpas enbart för stagningssystem som verkar på balkens övre kant. En förenkling görs vid beräkning av den sidokraft som förorsakas av varje balk. Dessa krafter ska upptas av stagningen. Eftersom en balk har initialavvikelse vinkelrätt mot sitt eget plan antas dess initialform definieras av en vertikal, krökt yta som visas i figur 13.41 a). I enlighet med den förenklade modellen analyseras balken som en stång utsatt för en tryckkraft $N_d = 1,5 \cdot M_d/H$, där M_d är det maximala dimensionerande värdet för balkens böjmoment och H är balkhöjden, se figur 13.41 b). Balkens böjda form kan approximeras med en parabel, se figur 13.41 c). Eftersom balken är krökt ger de tryckande krafterna N_d upphov till en kraftfördelning q_R radiellt fördelad mot den böjda balken som stagningen ska bära.



Figur 13.40 Stagning av balkar med hjälp av ett horisontellt fackverk som förhindrar vippning.



Figur 13.41 a) En belastad balks deformation ut ur planet, b) sidokrafterna på balken, c) antagen deformation ut ur planet.



Figur 13.42 Modell för bestämmande av stagningskrafter, planvy: stagning för ett antal sammanhörande balkar.

Sidokrafterna kan lätt härledas från figur 13.41, sidan 192:

$$q_R = \frac{8 \cdot N_d \cdot \Delta_T}{L^2} = \frac{N_d}{L} \cdot 8 \cdot \frac{\Delta_T}{L} \quad 13.6$$

För limträkonstruktioner är en realistisk initialavvikelse från den raka linjen Δ_0 ungefär $L/500$. Därtill, enligt Eurokod 5, bör en ytterligare avvikelse från den raka linjen Δ förorsakad av q_R och andra yttre laster som till exempel vindlast inte överskrida $L/500$. Detta betyder att den största tillåtna sidoförskjutningen ska begränsas till $\Delta_T = (\Delta_0 + \Delta) = L/250$. Således:

$$q_R = \frac{N_d}{L} \cdot 8 \cdot \frac{1}{250} \approx \frac{1}{30} \cdot \frac{N_d}{L} = \frac{M_d}{20 \cdot L \cdot H} \quad 13.7$$

Kraften som påverkar stagningssystemet ökar med antalet balkar som ingår i systemet. Systemets stagningskraft q_h är summan av alla balkars andel som ingår i stagningssystemet, se figur 13.42.

Dimensioneringsmetoden enligt Eurokod 5 liknar mycket den som beskrivits ovan. Enligt Eurokod 5 kan den stjälpande kraften, alltså dimensioneringsvärdet för stagningslasten, beräknas med följande ekvation:

$$q_h = n \cdot \frac{M_d}{k_{f,3} \cdot H \cdot L} \cdot (1 - k_{crit}) \quad 13.8$$

där:

- M_d är dimensioneringsvärdet för balkens böjmoment.
- H är balkens höjd.
- L är balkens spännvidd.
- n är antalet stagade balkar.
- $k_{f,3}$ är en modifieringsfaktor ($k_{f,3} = 30$ enligt svenskt nationellt val).
- k_{crit} är reduktionsfaktorn för vippning när balken är ostagad, se kapitel 4, sidan 53.



Pergola

Faktorn $(1 - k_{crit})$ beaktar balkens slankhet. När $k_{crit} = 1$, uppstår inga horisontella destabiliserande krafter q_h . Detta innebär att för allmänna balktvärsnitt med förhållandet H/b mindre än ungefär 6 – 7 kan stagningskrafterna negligeras ($q_h \approx 0$) om förhållandet mellan balkens längd och bredd är $L/b < 20 - 22$.

Enligt Eurokod 5 multipliceras den högra sidan av *ekvation 13.8, sidan 193*, med en reduktionsfaktor k_f vars avsikt är att beakta att i utförandet av stora konstruktioner förväntas större noggrannhet. Faktor k_f har utelämnats här eftersom den inte är representativ under normala omständigheter.

Den stagande konstruktionen ska vara tillräckligt styv för att begränsa sidoförskjutningen av den dimensionerande lasten q_h till ungefär $L/700$ och av den totala lasten, till exempel vindlasten medräknad, till $L/500$.

Förbandet mellan takåsarna eller takskivorna och takbalkarna kan dimensioneras för kraften:

$$13.9 \quad Q_h = \frac{q_h \cdot a}{n}$$

där:

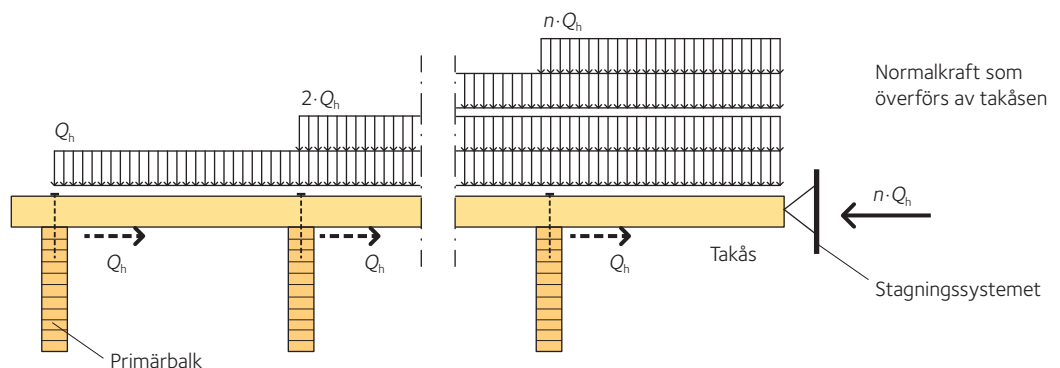
- q_h är den totala destabiliserande lasten som påverkar stagningssystemet.
- a är avståndet mellan takåsarna eller i fallet med skivor avståndet mellan skruvarna.
- n är antalet sidostagade balkar.

En takås som ska staga flera balkar och dess förband med den stagande konstruktionen ska dimensioneras för kraften: $n \cdot Q_h$. Symbolerna som i *figur 13.43*.

13.5 Speciella teman

I detta avsnitt diskuteras några speciella teman gällande stagning av limträkonstruktioner med stor spännvidd:

- Stagning av konstruktionsdelar av trä utsatta för tryck på den ostagade kanten.
- Kraft som förorsakas av geometriska förhållanden.



Figur 13.43 Horisontella laster som överförs av primärbalkar till takåsen.

13.5.1 Konstruktionsdelar av trä utsatta för tryck på den ostagade kanten

En fritt upplagd balk som belastas av laster förorsakade av tyngdkraften får dragspänningar i underkanten och tryckspänningar i överkanten. Vanligtvis förses balken med sidostagning utmed hela längden, till exempel med takåsar som stöder taktäckningen. Om balken är kontinuerlig får däremot balkens underkant tryckspänningar vid områden med negativt moment. I sådana förhållanden är de kritiska komponenterna, *se figur 13.44*:

- Den tryckta pelaren.
- Balkens ostagade underkant vid mellanstöden.

Om pelartoppen är ostagad ökar dess knäcklängd dramatiskt. Om pelarfoten till exempel är ledad och dess topp fritt kan ändra läge (den är ostagad), närmar sig pelarens knäcklängd det oändliga och systemet blir instabilt.

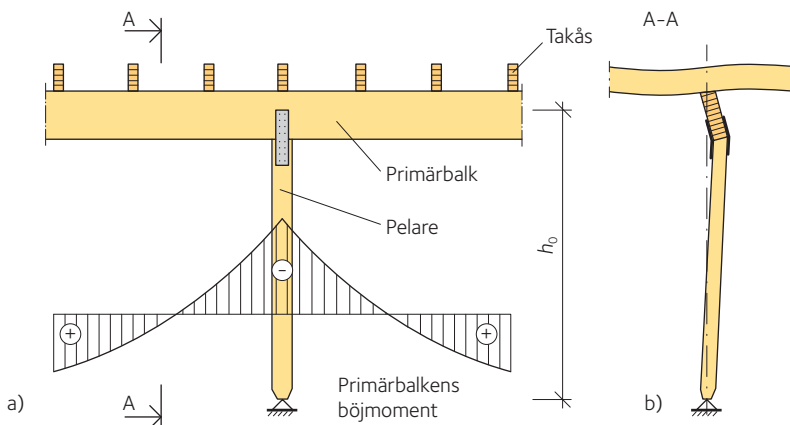
Den andra kritiska komponenten är balken, som är ostagad i underkanten och sålunda kan ha en tendens till vippning i området med negativt böjmoment.

Pelar-balkkonstruktioner har kollapsat på grund av felaktig eller otillräcklig stagning där balken har negativt böjmoment.

En annan liknande situation med tryckspänningar vid balkens underkant (eller fackverkets underram) uppstår om lasten byter riktning, till exempel vindlyft av en lätt takkonstruktion. *Figur 13.45 b*) visar ett fritt upplagt fackverk som belastas av vindlyft; underramen utsätts för tryckspänningar och kan därför knäckas i sidled.

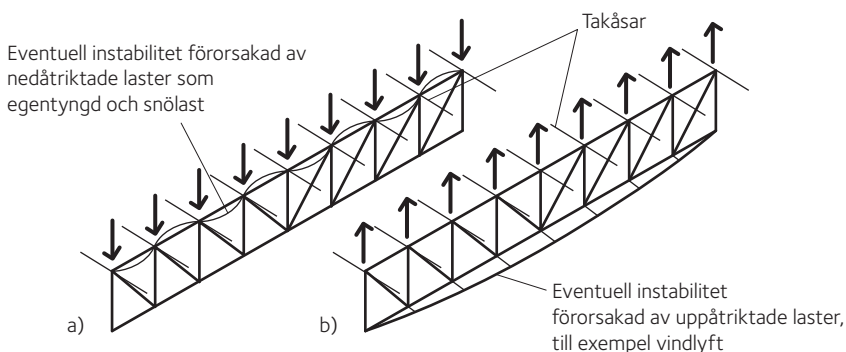


Villa Moelven, Nacka.

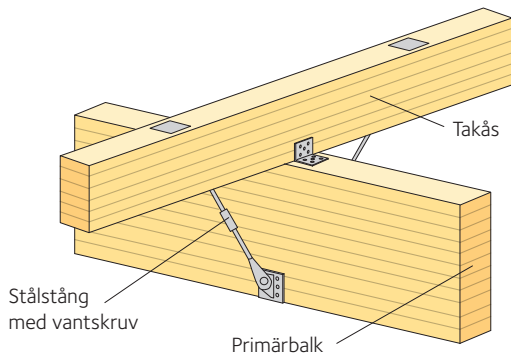


Figur 13.44

- a) Kontinuerlig balk som stöds av en pelare vid ett mellanstöd.
b) Möjligt instabilitetsbrott.



Figur 13.45 Knäckningsmoder för
a) nedåtriktade laster,
b) uppåtriktade laster.



Figur 13.46 Stagning av en balks undersida med hjälp av stålstänger från balkens underkant till takåsen.

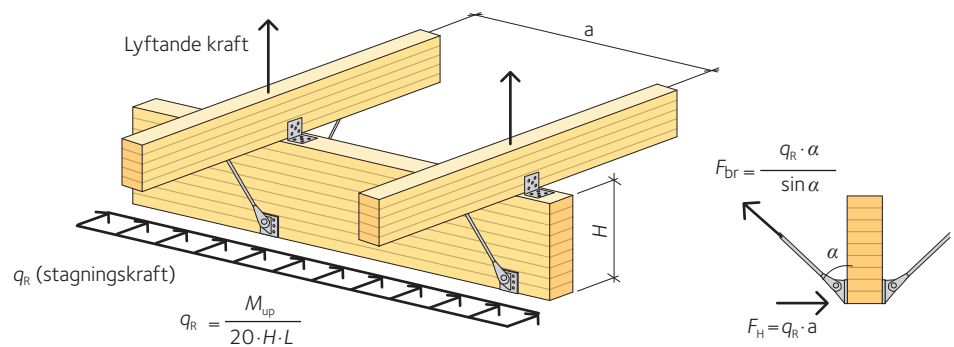
En balks eller ett fackverks underkant kan stagas med stag som installeras i byggnadens längdriktning med ett sådant inbördes avstånd att slankhetsgränsen för den tryckta konstruktionsdelen (fackverkets underram eller balkens underkant) inte överskrids. Sådana stag behöver uppenbarligen fixeras i båda ändar med något lämpligt stagningssystem. Stagningen av balkens undersida kan till exempel utföras som i figur 13.46, där stålstänger binder samman balkens underkant med takåsen.

Stagningen ska företrädesvis utföras så att den endast kan bära dragkrafter. Detta för att undvika att balken eventuellt vrids om den utsätts för ojämn belastning. Om det till exempel blåser kraftigt efter att det har snöat kan stora mängder av snö samlas på den ena delen av taket, antingen till vänster eller till höger om primärbalken, medan den andra delen blir mer eller mindre obelastad. Om de stagande diagonalerna i figur 13.46 kunde bära både tryckkrafter och dragkrafter, skulle primärbalken utsättas för vridmoment med påföljden att taket eller en del av det rentav skulle kunna kollapsa.

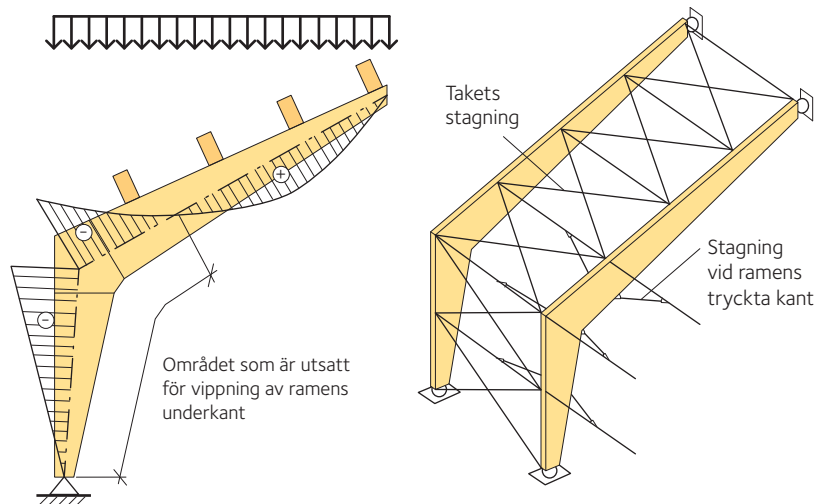
Om en fritt upplagd balk med spännvidden L utsätts för det maximala negativa böjmomentet M_{up} förorsakat av en lyftande last som till exempel vindlyft, kan den horisontella kraften som verkar i stagningen beräknas med hjälp av följande ekvation, när man beaktar modellen i figur 13.47:

$$13.10 \quad F_{br} = \frac{M_{up}}{20 \cdot H \cdot L} \cdot \frac{a}{\sin \alpha}$$

Motsvarande stagningssystem som visas i figur 13.47 kan också behövas för ramar och bågar där negativa böjmoment kan uppstå, se figur 13.48.



Figur 13.47 Modell för uppskattning av kraften i stagningen med stålstänger.



Figur 13.48 Stagning av en ram.

13.5.2 Krafter som förorsakas av geometriska förhållanden

Vid dimensionering ska man observera att stagningssystemen sällan är i ett horisontellt plan. Om de primära lastbärande konstruktionsdelarna också är en del av stagningssystemet, kan det uppstå krafter som inte kan förbises när de primära konstruktionsdelarnas lutning ändras. Till exempel i nocken av ett sadeltak uppstår extra krafter av horisontallasten (till exempel vindlasten), nämligen en kraft uppåt på lovartsidan och en kraft neråt på läsidan, se figur 13.49.

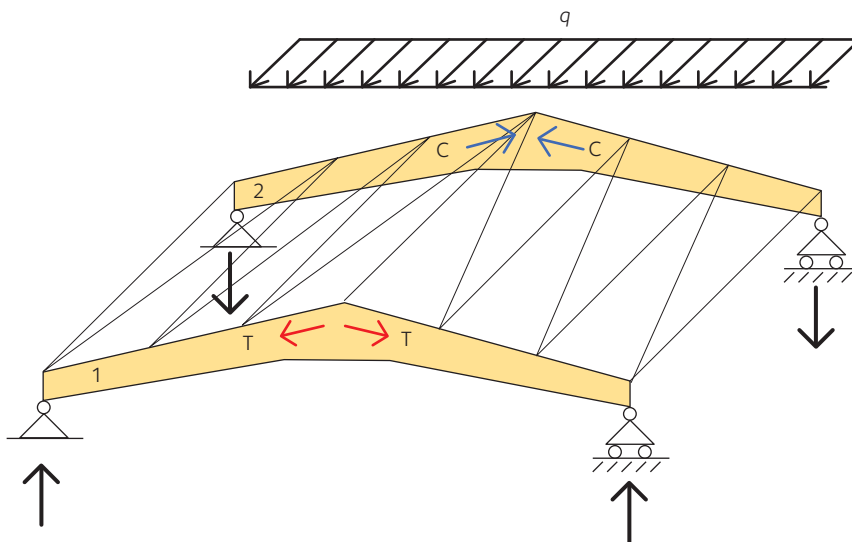
Dessa krafter kan vara kritiska vid dimensionering av det primära bärande systemet. Modellen i figur 13.50 kan användas när man uppskattar de nedåt- och uppåtriktade krafterna i nocken av ett sadeltak.

De nedåt- och uppåtriktade krafterna kan beräknas med hjälp av följande ekvation:

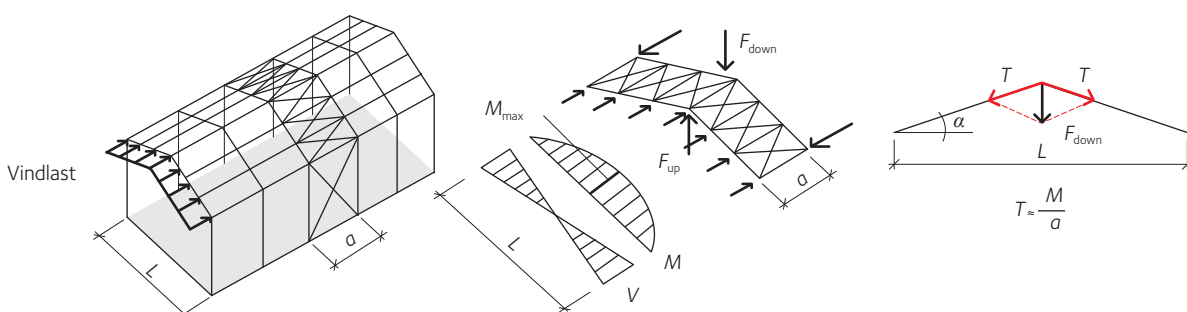
$$F_{\text{up}} = |F_{\text{down}}| \approx 2 \cdot \frac{M}{a} \cdot \sin \alpha \quad 13.11$$

där M är maximivärdet för vindfackverkets böjmoment förorsakat av vindlasten. Tydligt framgår att de nedåt- och uppåtriktade krafterna ökar när taklutningen ökar.

För mer komplicerade konstruktioner, i synnerhet när taklutningen är stor, rekommenderas att hela konstruktionen analyseras tredimensionellt, så att effekten av eventuella geometriförändringar i det primära lastbärande systemet beaktas.



Figur 13.49 Kraft som uppstår av ändring i geometri vid nocken av ett sadeltak.



Figur 13.50 Modell för uppskattning av de nedåt- och uppåtriktade krafterna.

Förband och anslutningsdetaljer

- 14.1 Förband och anslutningar – översikt 199
- 14.2 Särskilda dimensioneringsprinciper 199
 - 14.2.1 Allmänt 199
 - 14.2.2 Strukturmekaniska modeller, systemlinjer och excentriciteter 200
 - 14.2.3 Inverkan av fukt och lastens varaktighet 200
 - 14.2.4 Fläkning 201
 - 14.2.5 Brott i stålplåtar 206
- 14.3 Pelarfot 208
 - 14.3.1 Ledad pelarfot 209
 - 14.3.2 Fast inspänd pelarfot 212
- 14.4 Förband mellan balk och pelare 215
 - 14.4.1 Träskruvar på skrå 216
 - 14.4.2 Svetsade balkskor 216
- 14.5 Förband mellan två balkar 218
 - 14.5.1 Hängslad balksko med utanpåliggande stålplåtar 218
 - 14.5.2 Ensidigt hängslad balksko 219
 - 14.5.3 Sidomonterade balkskor 219
- 14.6 Pelartopp 220
 - 14.6.1 Laskar 220
 - 14.6.2 Inlimmade skruvar 223
 - 14.6.3 Infällda balkar 223
- 14.7 Skarvar – balkskarvar, nockskarvar, Gerberbeslag 224
- 14.8 Dragbandsinfästning 226
- 14.9 Fackverksknutpunkter 227

Förbanden är ofta konstruktionens svaga punkter och bestämmer därför ofta hela konstruktionens bärförmåga. Det finns dessutom risk att ett förband ger upphov till sprödbrott, om det inte utformas på rätt sätt. Sprödbrott ska om möjligt undvikas och i stället ska man sträva efter att utforma konstruktionen duktil, så att man får tydliga signaler innan brott inträffar. Detta kan åstadkommas om förbanden dimensioneras så att slutligt brott föregås av stora och synliga deformationer förorsakade av flytning i ståldelarna.

I de allra flesta limträförband används stålplåtar eller beslag i kombination med spikar, träskruvar, skruvar eller dymlingar. Långa självborrande träskruvar, som används både i förband och som förstärkning, har numera blivit allt vanligare. Även inlimmade skruvar används i viss utsträckning på samma sätt.

Dimensionering av träkonstruktioner kräver i allmänhet att byggnadskonstruktören beaktar fler faktorer än när konstruktioner av andra material dimensioneras. Sådana faktorer är lastens varaktighet, klimatklass och lastens riktning i förhållande till fibrerna. Vid dimensionering av träförband är det ytterst viktigt att konstruktören är förtrogen med materialets ortotropi och dess hygroskopiska egenskaper.

I *avsnitt 14.1, sidan 199* ges en kort översikt av olika förband som förekommer i träkonstruktioner.

I *avsnitt 14.2, sidan 199* diskuteras allmänna aspekter som berör träförband och vissa grundläggande principer för dimensionering av ståldelar ges. Olika sorters förband beskrivs sedan mera grundligt i *avsnitt 14.3 – 14.9, sidorna 208 – 227*. Där beskrivs kraftöverföring i förbanden och exempel ges på hur förbanden kan modelleras på ett rimligt sätt. Exemplena är inte fullständiga dimensioneringsexempel; sådana finns i *Limträhandbok Del 3*.

14.1 Förband och anslutningar – översikt

I en byggnad ingår ett stort antal olika sorters förband och anslutningsdetaljer. *Figur 14.1* visar sju olika typer av förband som behövs i en enkel stomme av balkar och pelare.

Varje förbandstyp kan dimensioneras på många olika sätt. Den tekniska utvecklingen bidrar till att nya lösningar på infästningsdetaljer tillkommer. I det följande beskrivs de olika förbandstyperna kortfattat, var och en med en allmän beskrivning av hur förbandet ska dimensioneras. Detaljerade dimensioneringsexempel finns i *Limträhandbok Del 3*.

Standardiserade förbandsdelar, plåtar och fästdon som är lagervara är i allmänhet att föredra från ekonomisk synpunkt. För limträkonstruktioner behövs ibland så stora förbandsdelar att de inte finns i lager utan måste specialbeställas, vilket kan bli mycket dyrare än att använda sig av standardprodukter.

14.2 Särskilda dimensioneringsprinciper

14.2.1 Allmänt

Eftersom ett förband ofta är konstruktionens svaga punkt, ska byggnadskonstruktören omsorgsfullt tänka igenom hur förbandet fungerar statiskt. Byggnadskonstruktören ska förstå hur förbandet överför krafter och genom noggrann utformning göra denna kraftöverföring möjlig och effektiv. Förutom hållfasthetsberäkningen av förbandet summeras nedan ett antal aspekter som ska beaktas vid utformningen.

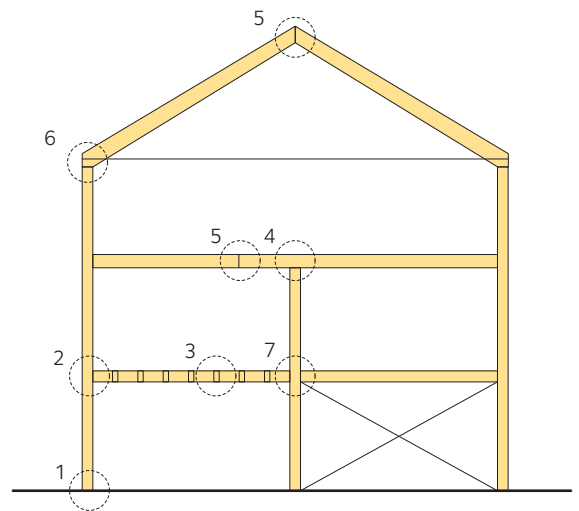
Byggnadskonstruktören ska först beräkna förekommande krafter och moment för att kunna dimensionera förbandet. Dessa krafter och moment ska sedan överföras av förbandets fästdon. För att undvika en grov underskattning av de krafter som ett förband eller enskilt fästdon ska förmedla är det ytterst viktigt att man använder sig av korrekta mekaniska modeller i båda dessa steg.

Trä är ett hygroskopiskt material med stora fuktrelaterade rörelser. Vid dimensionering av förband med ståldelar bör man tänka på att träet ska ha möjlighet att svälla och krympa vid fuktförändringar utan att för stora krafter uppstår.

Trämaterialet har låg hållfasthet vinkelrätt mot fiberriktningen. Därför ska påkänningar i den riktningen undvikas så långt som möjligt.

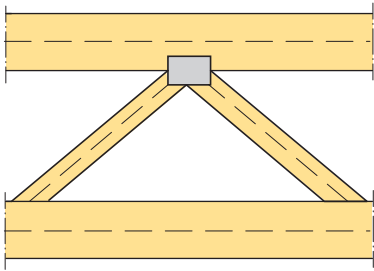
De ståldelar som används i förband är vad gäller korrosion och förhöjd temperatur (brand) i allmänhet mindre beständiga än trä materialet.

Förbandets geometri medför ofta att limträtvärsnitt försvagas på grund av exempelvis genomgående skruvar, inslitsade plåtar och dymlingar. Minskning av tvärsnittet ska beaktas vid dimensionering.



Figur 14.1 Typiska förband i en stomme av balkar och pelare.

1. Pelarfot.
2. Pelar-balkanslutning.
3. Balk-balkanslutning.
4. Pelartopp.
5. Balkskarv eller nockskarv.
6. Dragbandsinfästning.
7. Vindförband.



Figur 14.2 Förband med excentricitet i förhållande till de streckade systemlinjerna.

14.2.2 Strukturmekaniska modeller, systemlinjer och excentriciteter

Med förband avses de lastbärande ”detaljer” vars uppgift är att sammanbinda olika byggnadsdelar. De byggnadsdelar som sammanbinds, som till exempel balkar och pelare, dimensioneras vanligtvis med hjälp av enkla endimensionella modeller baserade på balkteori eller motsvarande. I dessa fall finns en direkt motsvarighet mellan delarna i beräkningsmodellen (till exempel ett balkelement i ett dimensioneringsprogram som används för konstruktionsberäkningar) och den verkliga byggnadsdelen (här en limträbalk). Modellerna som används för dimensionering förutsätter att vissa grundläggande kriterier är uppfyllda för att tillräckligt noggranna resultat ska uppnås. Det gäller sådana egenskaper som balkens slankhet så att traditionell balkteori kan användas, eller att ett förband i ett fackverk kan antas vara ledat. Om dessa förutsättningar inte är uppfyllda i verkligheten fungerar modellerna mindre bra. Om till exempel ett dymlingsförband i ett fackverk är stort i förhållande till diagonalens längd kan den statiska modellen av själva diagonalen ifrågasättas, till exempel när dess kritiska last mot knäckning ska beräknas.

En konstruktions systemlinjer bör normalt antas sammanfalla med strukturelementens tyngdpunktslinjer. Dessutom antar man ofta att dessa möts i antingen ledade eller momentstyva leder (knutpunkter). Ett stort förband kan ge upphov till avsevärda moment och kan inte betraktas som en led. Ett dåligt utformat förband ger upphov till excentricitetsmoment och kan inte modelleras som en friktionsfri led (nollmoment) där systemlinjerna skär varandra, oavsett förbandets verkliga styvhet.

14.2.3 Inverkan av fukt och lastens varaktighet

Trä är ett material som har stora fuktrörelser vilket man ska beakta vid dimensionering av förband. Fuktrörelser uppkommer dels när trämaterialiet för första gången torkar, dels vid varierande fuktförhållanden under året. Stora förband innehåller ofta ståldelar vars dimensioner inte påverkas av fuktvariationer. Ett dåligt utformat förband kan därför förorsaka stora spänningar i trämaterialiet. Eftersom draghållfastheten vinkelrätt mot fiberriktningen är relativt låg, kan virket spricka vid uttorkning.

De gängse dimensioneringsmetoderna beaktar inte detta. Modifikationsfaktorerna k_{def} och k_{mod} , se avsnitt 6.2.2, sidan 85 och avsnitt 2.3.2, sidan 36, tar i beaktande att hållfastheten blir sämre och deformationen större när fuktkvoten ökar. På motsvarande sätt förutspår de större hållfasthet när fuktkvoten minskar. Risken för sprickbildning på grund av förhindrade fuktrörelser ska hanteras på ett annat sätt. I allmänhet är det ändå mycket svårt att kvantifiera de tvångsspänningar som leder till sprickbildning. Därför är det ytterst viktigt att förbandets geometriska utformning och delarnas samverkan studeras grundligt.

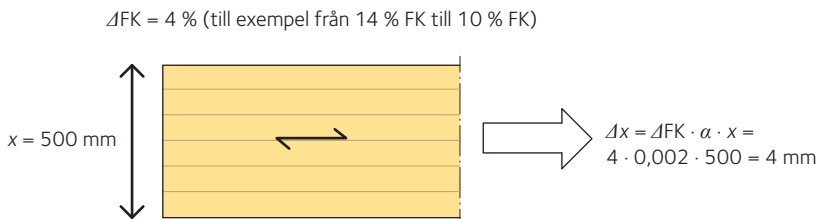
Som ett exempel kan vi betrakta hur en limträbalk krymper och sväller. Den totala förändringen är:

$$14.1 \quad \Delta x = \Delta FK \cdot \alpha \cdot x$$

där:

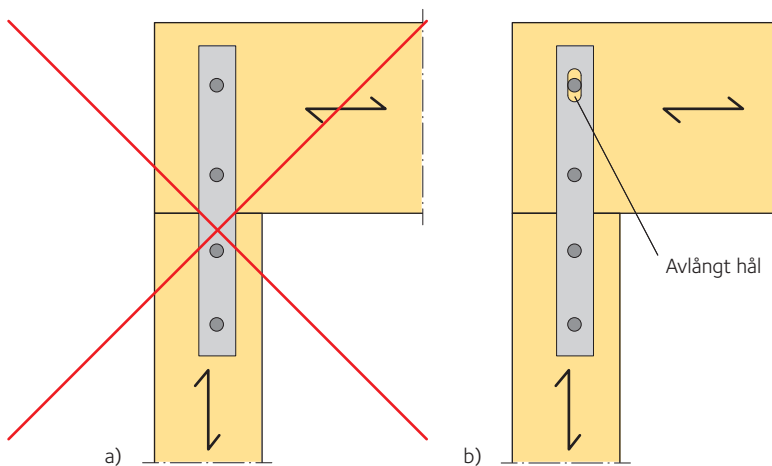
- Δx är dimensionsförändringen, till exempel i mm.
- ΔFK är förändringen av fuktkvoten i procent.
- α är expansionskoefficienten.
- x är initialmättet i mm.

Typiska värden för expansionskoefficienten är ungefär $\alpha = 0,0001$ parallellt med fiberriktningen och $\alpha = 0,002$ vinkelrätt mot fiberriktningen, se exempel i figur 14.3.



Figur 14.3 Limträbalkens krympning vid torkning. FK = fuktkvot.

De största fuktrörelserna sker sålunda vinkelrätt mot fiberriktningen, vilket också är riktningen med lägsta hållfasthet. Därför bör man alltid undvika förband som förorsakar tvångsspänningar vinkelrätt mot fiberriktningen. Ett exempel på hur man kan undvika dessa visas i figur 14.4.



Figur 14.4 a) Förband där fuktrörelser vinkelrätt mot fiberriktningen förorsakar tvångsspänningar i den övre balken. b) Det här förbandet tillåter fuktrörelser vinkelrätt mot fiberriktningen.

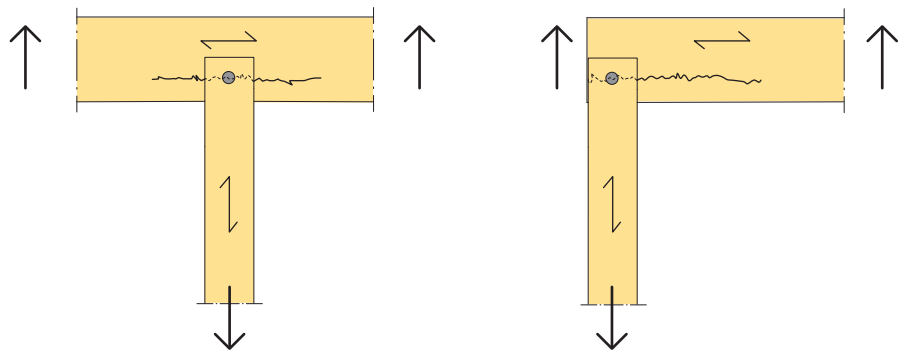
14.2.4 Fläkning

Trämateriäl har på grund av sin struktur mycket olika hållfasthet i olika riktningar. Hållfastheten vinkelrätt mot fiberriktningen är i storleksordningen en hundra del av hållfastheten i fiberriktningen. Utöver stor hållfasthetsskillnad så sker brotten också på mycket olika sätt. Vid dragbelastning är brottet i allmänhet sprött eller mycket sprött, medan tryckbelastning förorsakar segt brott, ibland så segt att deformation används som brottkriterium.

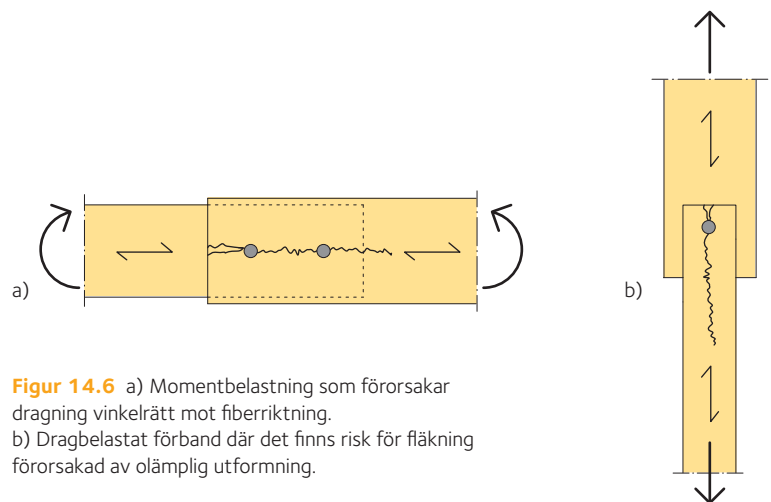


Eftersom trämaterialiet är svagast i dragning vinkelrätt mot fiberriktningen bör sådan belastning i allmänhet undvikas. Figurerna nedan visar några situationer där dragning vinkelrätt mot fiberriktningen uppstår. En situation där det finns uppenbar risk för fläkning är när ett fästdon förorsakar dragning vinkelrätt mot fiberriktningen som visas i *figur 14.5*.

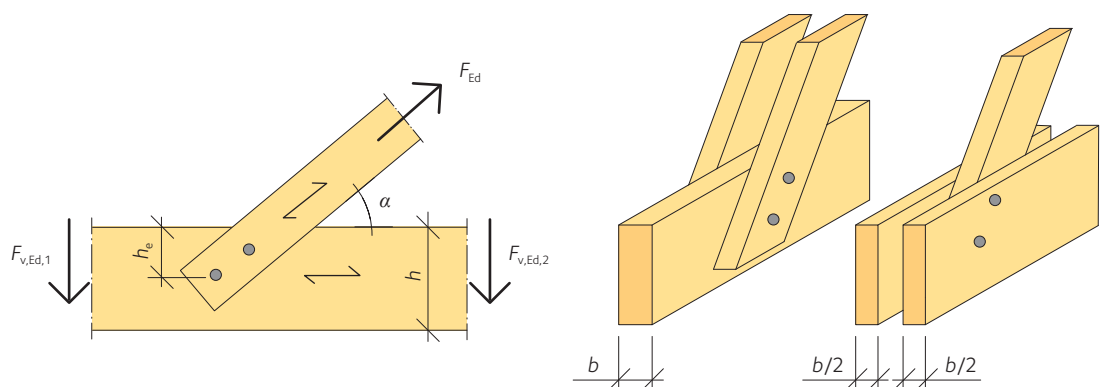
Spröd fläkning kan också uppstå i momentbelastade förband, där en kraft i ett enskilt fästdon har en komponent vinkelrätt mot fiberriktningen. Också vid ren dragbelastning kan det finnas risk för fläkning, om fästdonets styvhet är olämplig i förhållande till virkestjocklek och ändavståndet, se *figur 14.6*.



Figur 14.5 Dragning vinkelrätt mot fiberriktningen kan förorsaka fläkning i trämaterialiet.



Figur 14.6 a) Momentbelastning som förorsakar dragning vinkelrätt mot fiberriktning. b) Dragbelastat förband där det finns risk för fläkning förorsakad av olämplig utformning.



Figur 14.7 Fläkning förorsakad av belastning i vinkel med fiberriktningen.

Fläckningsrisken bör alltid kontrolleras vid belastning vinkelrätt mot fiberriktningen.

Följande villkor bör uppfyllas, se Eurokod 5, avsnitt 8.1.4, och med hänvisning till figur 14.7:

$$F_{v,Ed} \leq F_{90,Rd} \quad \text{där} \quad F_{v,Ed} = \max \begin{cases} F_{v,Ed,1} \\ F_{v,Ed,2} \end{cases} \quad 14.2$$

där:

$F_{v,Ed}$ är dimensioneringsvärdet för tvärkraften på någondera sidan av förbandet, se figur 14.7.

$F_{90,Rd}$ är dimensioneringsvärdet för bärförmågan, beräknat utgående från det karakteristiska värdet $F_{90,Rk}$.

$$F_{90,Rk} = 14b \sqrt{\frac{h_e}{\left(1 - \frac{h_e}{h}\right)}} \quad 14.3$$

där:

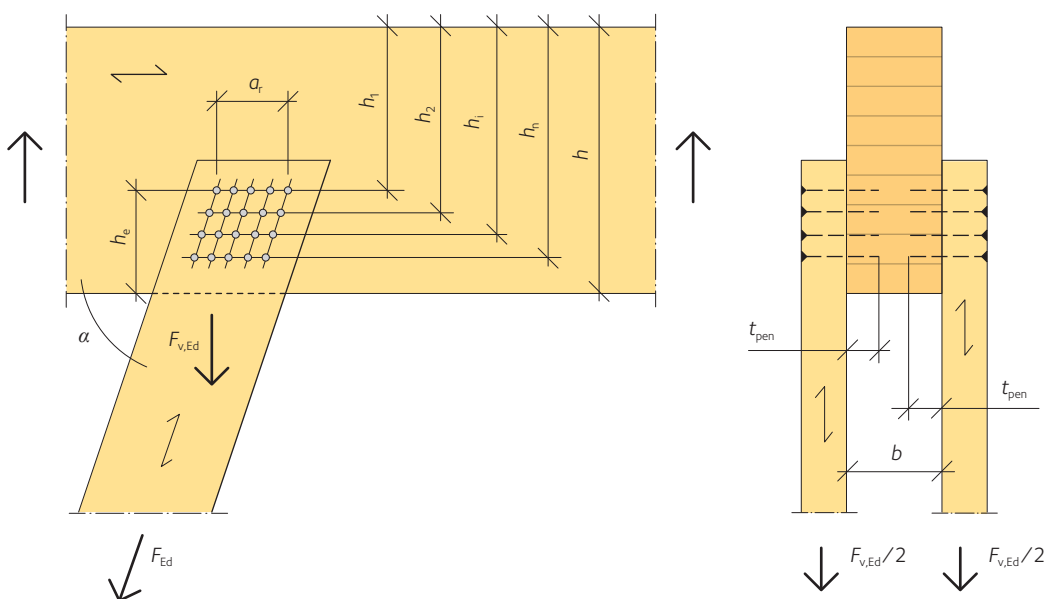
$F_{90,Rk}$ är den karakteristiska bärförmågan [N].

h_e är avståndet från den belastade kanten till centrum av det enskilda fästdon som är längst bort från denna kant [mm].

h är trädelens höjd [mm].

b är trädelens bredd [mm].

Ovanstående förfarande som presenteras i Eurokod 5 beaktar inte eventuell inverkan av flera dymplingar längs fiberriktningen på den virkesdel som är belastad vinkelrätt mot fiberriktningen. Ett alternativt förfarande presenteras i det tyska nationella annexet till Eurokod 5 för alla de förband som inte ingår i figur 14.7, som till exempel förband där fästdonen bildar flera rader längs fiberriktningen i den virkesdel som belastas vinkelrätt mot fiberriktningen. Förfarandet är följande, med hänvisning till figur 14.8:



Figur 14.8 Beteckningar som används vid dimensionering mot fläckning.

För virkesdelar med rektangulära tvärsnitt belastade i vinkeln α mot fiberriktningen, se figur 14.8, sidan 203, beräknas dragspänningarna vinkelrätt mot fiberriktningen förorsakade av dragkraftens motsvarande komponent $F_{v,Ed} = F_{Ed} \cdot \sin \alpha$ enligt följande:

1. För förband med $h_e/h > 0,7$, se figur 14.8, sidan 203, behövs ingen ytterligare verifiering. Förband med $h_e/h < 0,2$ bör enbart belastas kortvarigt, som till exempel av vindens sugkraft.
2. För förband med $h_e/h \leq 0,7$, bör följande villkor uppfyllas:

$$14.4 \quad F_{v,Ed} / F_{90,Rd} \leq 1,0$$

där:

$$14.5 \quad F_{90,Rd} = k_s \cdot k_r \cdot (6,5 + 18 \cdot h_e^2 / h^2) \cdot (t_{ef} \cdot h)^{0,8} \cdot f_{t,90,d}$$

där:

$$14.6 \quad k_s = \max \{1; 0,7 + 1,4 \cdot a_r / h\}$$

och:

$$14.7 \quad k_r = \frac{n}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{h_1}{h_i}\right)^2}$$



Universeum, Göteborg.

$F_{v,Ed}$ 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 en faktor som beaktar avståndet mellan fästdonen i samma rad parallellt fibrerna.

k_r är en faktor som beaktar antalet rader med fästdon, för inlimmade skruvar är $k_r = h / (h - h_e)$.

h_e är avståndet från den belastade kanten till fästdonet längst bort från denna kant; för inlimmade skruvar är h_e projektlängden $l_{ad} \cdot \sin \alpha$ [mm].

a_r är avståndet mellan de två yttersta fästdonen i samma rad parallellt fibrerna, avståndet mellan de övriga fästdonen i samma rad bör inte vara större än $0,5 \cdot h$ när virkesstycket dragbelastas vinkelrätt fibrerna [mm].

h är balkens höjd [mm].

t_{ef} är det effektiva inträngningsdjupet, se definition nedan [mm].

n är antalet rader med fästdon.

h_i är avståndet från den obelastade kanten till raden med fästdon [mm].

3. För förband med en sträva i mitten eller på var sin sida om virkesdelen gäller följande:

$t_{ef} = \min\{b; 2 \cdot t_{pen}; 24 \cdot d\}$ för spikade förband eller träskruvsförband antingen med trä mot trä eller med skiva mot trä.

$t_{ef} = \min\{b; 2 \cdot t_{pen}; 30 \cdot d\}$ för spikade förband med stål mot trä.

$t_{ef} = \min\{b; 2 \cdot t_{pen}; 12 \cdot d\}$ för dymlade eller skruvade förband

$t_{ef} = \min\{b; 100 \text{ mm}\}$ för förband med slitsade ringbrickor, skjувbrickor eller tandbrickor.

$t_{ef} = \min\{b; 6 \cdot d\}$ för förband med inlimmade skruvar.

där:

- b är balkens bredd [mm].
- d är fästdonets diameter [mm].
- t_{pen} är fästdonets inträngningsdjup [mm].

4. För förband med en sträva på ena sidan om virkesdelen gäller följande:

- $t_{ef} = \min\{b; t_{pen}; 12 \cdot d\}$ för spikade förband eller träskruvsförband antingen med trä mot trä eller med skiva mot trä.
- $t_{ef} = \min\{b; t_{pen}; 15 \cdot d\}$ för spikade förband med stål mot trä.
- $t_{ef} = \min\{b; t_{pen}; 6 \cdot d\}$ för dymlade eller skruvade förband.
- $t_{ef} = \min\{b; 50 \text{ mm}\}$ för förband med slitsade ringbrickor, skjувbrickor eller tandbrickor.

5. För virkesdelar med fler än en grupp med fästdon kan bärförmågan vid fläkning bestämmas enligt *ekvation 14.4, sidan 204*, förutsatt att det fria avståndet längs fiberriktningen mellan fästonsgrupperna är större än $2 \cdot h$.
6. Om det fria avståndet längs fiberriktningen mellan fästonsgrupperna är mindre än $0,5 \cdot h$, bör grupperna betraktas som en fästonsgrupp.
7. Om det fria avståndet längs fiberriktningen mellan fästonsgrupperna är större än $0,5 \cdot h$ men mindre än $2 \cdot h$, bör den enligt *ekvation 14.4, sidan 204*, bestämda bärförmågan reduceras med faktorn k_g :

$$k_g = l_g / (4 \cdot h) + 0,5$$

där l_g är det fria avståndet längs fiberriktningen mellan de två fästonsgrupperna.

Rekommendationer för förstärkning

8. Förband med $a_r/h > 1,0$ och $F_{v,Ed} > 0,5 \cdot F_{90,Rd}$ bör förstärkas.
9. När det finns flera än två fästonsgrupper inom sträckan $l_g \leq 2 \cdot h$ och dimensioneringsvärdet för kraftkomponenten vinkelrätt mot fiberriktningen, $F_{v,Ed}$, är större än hälften av virkesdelens bärförmåga, $F_{90,Rd}$, reducerad med faktor k_g , bör en sådan kraftkomponent överföras med hjälp av förstärkning.
10. Förband där avståndet till den fria änden av en utkragande del är mindre än balkhöjden h , om $F_{v,Ed} > 0,5 \cdot F_{90,Rd}$, bör också förstärkas.

Det bör påpekas att det också i mycket enkla förband finns risk för fläkning om förbandet är belastat med samtidigt verkande normalkraft, tvärkraft och moment. För att dimensionera ett sådant enkelt förband ska för varje enskilt fästdon beräknas ett separat värde för bärförmågan, eftersom belastningens riktning i förhållande till fiberriktningen är individuell för varje fästdon. Belastningens riktning bestämmer vilket värde för hållkanthållfastheten som ska användas i ekvationerna, se *Eurokod 5, avsnitt 8.5.1*. De angivna värdena beaktar ändå inte risken för fläkning. Det är därför inte uppenbart hur denna risk bör utvärderas i momentbelastade förband med flera dymlingar. En möjlighet kan vara att använda de ovanstående ekvationerna för var och en av dymlingarna i förbandet.



Alpin Ski Lodge, Romme.

14.8



Gislavedsbron

14.2.5 Brott i stålplåtar

Eurokod 5 förutsätter att bärförmågan för förbandets stålplåtar ska kontrolleras. Detta ska göras enligt *Eurokod 3 – Stållkonstruktioner*. Flera olika brottmoder kan uppträda: dragbrott, tryckbrott, skjubbrott och böjbrott, en kombination av dessa samt hålkantbrott. Med de kombinationer av plåttjocklek och fästonsdiameter som allmänt används är risken för hålkantbrott närmast obefintlig. Hålkantbrott för stålplåtarna betraktas därför inte i fortsättningen.

Dragbrott i stålplåt

För denna brottmod finns två möjligheter som bör beaktas, antingen att hela tvärsnittet brister eller att nettotvärsnittet brister. Nettotvärsnittet är den del av tvärsnittet som återstår när hålen för fästdonen beaktas. Den mindre bärförmågan av dessa två är dimensionerande.

Bärförmågan $N_{pl,Rd}$ för hela tvärsnittet är:

$$14.9 \quad N_{pl,Rd} = \frac{f_y \cdot A}{\gamma_{M0}}$$

Bärförmågan $N_{u,Rd}$ för nettotvärsnittet är:

$$14.10 \quad N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_u \cdot A_{net}}{\gamma_{M2}}$$

där:

f_y är sträckgränsen för stålmaterialet [MPa].

f_u är brottgränsen för stålmaterialet [MPa].

A är tvärsnittets bruttoarea för stålplåten [mm^2].

A_{net} är tvärsnittets nettoarea för stålplåten (genom en hålrad) [mm^2].

γ_{M0} är partialkoefficienten för materialet, 1,0.

$$\gamma_{M2} = \max \left[1,1; 0,9 \cdot \frac{f_u}{f_y} \right]$$

Tryckbrott i stålplåt

$N_{c,Rd}$ är bärförmågan vid tryck under förutsättning att ingen lokal instabilitet förekommer och beräknas enligt följande:

$$14.11 \quad N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

där:

f_y är sträckgränsen för stålmaterialet [MPa].

A är tvärsnittets bruttoarea för stålplåten [mm^2].

γ_{M0} är partialkoefficienten för materialet, 1,0.

Inverkan av hål behöver inte beaktas om hålen är fyllda med fästdon. Stålplåtens buckling behöver inte kontrolleras om avståndet mellan fästdonen a_1 är mindre än:

$$14.12 \quad a_1 \leq 9t \cdot \varepsilon = 9t \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

I annat fall bör bucklingsrisken kontrolleras. Stålplåten antas då fungera som en tryckt pelare (Eulerknäckning). Knäcklängden antas då vara 0,6 gånger avståndet mellan dymlingarna, alltså $0,6 a_1$, där:

t är plåttjockleken [mm].

ε är en dimensionslös faktor för bestämning av stålplåtens tvärsnittsklass.

Böjbrott i stålplåt

Om hela tvärsnittet blir fullständigt plastiskt gäller följande:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad 14.13$$

där:

- $M_{c,Rd}$ är dimensionerande böjmomentkapacitet [Nmm].
- W_{pl} är det plastiska böjmotståndet för stålplåten, se nedan [mm³].
- f_y är sträckgränsen för stålmaterialiet [MPa].
- γ_{M0} är partialkoefficienten för materialet, 1,0.

Värdet för det plastiska böjmotståndet beräknas (per definition) utgående från det böjmoment som motsvarar ett helt plasticerat tvärsnitt, se figur 14.9:

$$M_{pl} = \int_A \sigma z \, dA = W_{pl} f_y \quad 14.14$$

För ett rektangulärt tvärsnitt är böjmomentet (se spänningsfördelningen i figur 14.9):

$$M_{pl} = 2 \cdot f_y b \frac{h}{2} \cdot \frac{h}{4} = \frac{f_y b h^2}{4} \quad 14.15$$

där h är tvärsnittets höjd och b dess bredd.

Av ekvationerna 14.14 och 14.15 fås:

$$W_{pl} = \frac{b h^2}{4} \quad 14.16$$

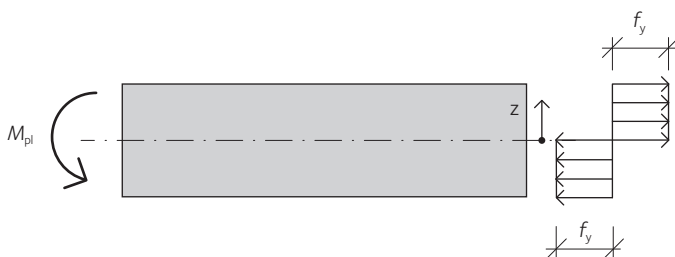
Hålens inverkan i den dragna zonen behöver inte beaktas så länge följande gäller:

$$\frac{A_{net}}{\gamma_{M2}} \cdot 0,9 \cdot f_u \geq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad 14.17$$

- f_u är brottgränsen för stålmaterialiet [MPa].
- A är tvärsnittets bruttoarea utsatt för dragspänning [mm²].
- A_{net} är tvärsnittets nettoarea utsatt för dragspänning [mm²].
- γ_{M0} är partialkoefficienten för materialet, 1,0.

$$\gamma_{M2} = \max \left[1, 1; 0,9 \cdot \frac{f_u}{f_y} \right]$$

Hålens inverkan i den tryckta zonen behöver inte beaktas om hålen är fyllda med fästdon.



Figur 14.9 Det plastiska böjmotståndet definieras med hjälp av böjmomentet som uppstår i ett helt plasticerat tvärsnitt.

Skjuvbrott i stålplåt

Bärförmågan vid skjuvning kan beräknas enligt följande om hela tvärsnittet blir fullständigt plastiskt:

$$14.18 \quad V_{c,Rd} = V_{pl} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

där:

- $V_{c,Rd}$ är dimensionerande tvärkraftskapacitet [N].
- f_y är sträckgränsen för stålaterialet [MPa].
- A_v är tvärsnittets skjuvarea [mm²].
- γ_{M0} är partialkoefficienten för materialet, 1,0.

Samverkan av spänningarna

Följande brottkriterium kan användas när stålplåten utsätts för samtidigt verkande normalkrafter och tvärkrafter:

$$14.19 \quad \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right) \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right) + 3 \left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right)^2 \leq 1$$

där:

- $\sigma_{x,Ed}$ är dimensioneringsvärdet för normalspänningen i stålplåtens längdriktning.
- $\sigma_{z,Ed}$ är dimensioneringsvärdet för normalspänningen vinkelrätt mot stålplåtens längdriktning.
- τ_{Ed} är dimensioneringsvärdet för skjuvspänningen.
- f_y är sträckgränsen för stålaterialet.
- γ_{M0} är partialkoefficienten för materialet, 1,0.

Detta kriterium är konservativt eftersom det inte beaktar de gynnsamma effekterna av plasticeringen. Stålplåtens kapacitet kan uppskattas mera realistiskt om andra interaktionsekvationer används för de krafter som verkar i tvärsnittet (normalkraft, N , tvärkraft, V , och moment, M). Sådana ekvationer kan också tillämpas för tvärsnitt med hål, om tvärsnittets nettoarea och nettoböjmotstånd används (reducerade värden som beaktar hålen).



Bökebergs ridhus.

14.3 Pelarfot

Pelare som används i limträkonstruktioner utformas normalt antingen som ledade (inget böjmoment överförs) eller fast inspända (pelarfoten upptar böjmoment). Förutom dimensioneringen av själva pelaren påverkar valet också grundläggningen. Pelaren fästs i grunden på olika sätt, till exempel så att beslagen gjuts in i betongplattan eller så att de svetsas fast i ingjutna fästplåtar. Ett tredje alternativ är förankring med expanderskruv eller kemankare. Dimensionering av förband mellan sådana infästningar och betong behandlas inte här. I allmänhet ska de dimensioneras enligt *Eurokod 2 – Betongkonstruktioner*.

Pelärändar som vilar direkt mot betong, tegel, lättklinkerblock eller annat hygroskopiskt material bör förses med någon slags fuktspärr, till exempel med 4,8 mm oljehärdad, vattillverkad hård träfiberskiva som spiklimmas mot pelaränden, eller med gummimembran. Pelare som regelbundet utsätts för vatten, till exempel utomhus eller i simhallar, ska fästas vid grunden så att pelaränden är skyddad mot väta och så att den kan torka ut snabbt om den skulle bli våt, exempelvis genom att ha ett högt fundament.

Infästningen utformas oftast med spikade eller skruvade ställaskar placerade på pelarens sidor. Alternativt kan en pelarsko användas för att undvika kontakten mellan pelaren och grunden. Om ett dolt förband av estetiska eller brandtekniska orsaker önskas, kan inlimmad skruv eller inslitsade stålplåtar och dymlingar vara lämpliga alternativ.

Förbandsdelarna levereras separat utom inlimmade skruvar, vilka alltid limmas i fabrik av limträ tillverkaren. Skruvhål bör helst borraras i samband med montage. Då är det möjligt att undvika passningsproblem, i synnerhet om förbandsdelarna är ingjutna i betong.

14.3.1 Ledad pelarfot

En ledad pelarfot överför horisontella och vertikala krafter. I princip överförs inget böjmoment. Det är ändå en fördel om förbandet har en viss momentöverföringsförmåga som stabiliserar pelaren under montage. Förbandet ska utformas så att pelarens vinkeländring inte förhindras, eftersom alla tvångskrafter kan förorsaka fläkning.

Laskar av stålplåt

Den enklaste och vanligaste ledade pelarfoten består av ett par laskar av stålplåt. Plåtarna monteras på pelarens bredare sidor med hjälp av spikar eller träskruvar, se figur 14.10. Den här typen av förband passar för både små och större horisontalkrafter.

Laskar med varierande hålmönster, tjocklek och ytbehandling kan beställas av tillverkare som levererar stansade infästningar. Priset är oftast lägst om hålen kan stansas, vilket förutsätter att plåttjockleken inte överskrider håldiametern. Hålen bör vara ungefär 1 mm större än fästdonets diameter, typiskt är 5 mm hål för 4 mm ankarspik.

Den här typen av förband överför tryckande vertikalkraft med hjälp av kontakt mellan pelaränden och grunden. Den horisontella kraften $F_{E,z}$ och den eventuella vertikala dragkraften $F_{E,x}$ överförs av spikarna eller skruvarna till stålplåten, som för dem till grunden. Plåten antas fungera som en fast inspänd konsol i grunden.

Följande brottmoder ska kontrolleras:

- Skjuvbrott i fästdonen i träpelaren.
- Klossbrott, se *Eurokod 5, Bilaga A*.
- Fläkning.
- Brott i stålplåten förorsakat av moment, normalkraft och tvärkraft (både bruttotvärsnitt och nettotvärsnitt).
- Knäckning av stålplåt förorsakad av normalkraft.

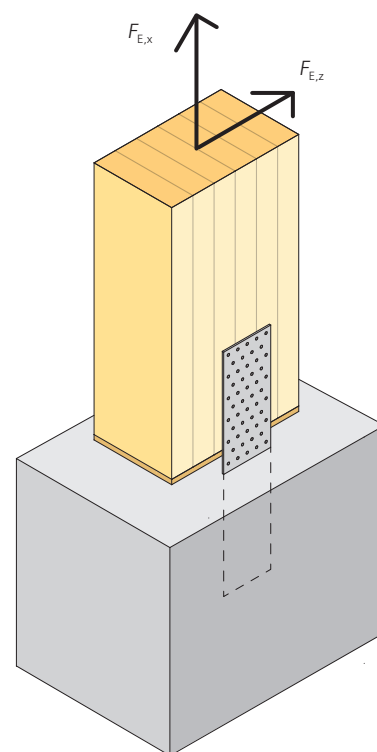
Horisontalkraften och den eventuella vertikala dragkraften antas verka i fästdonsgruppens tyngdpunkt. Den resulterande kraften F_E är:

$$F_E = \sqrt{F_{E,x}^2 + F_{E,z}^2} \quad 14.20$$

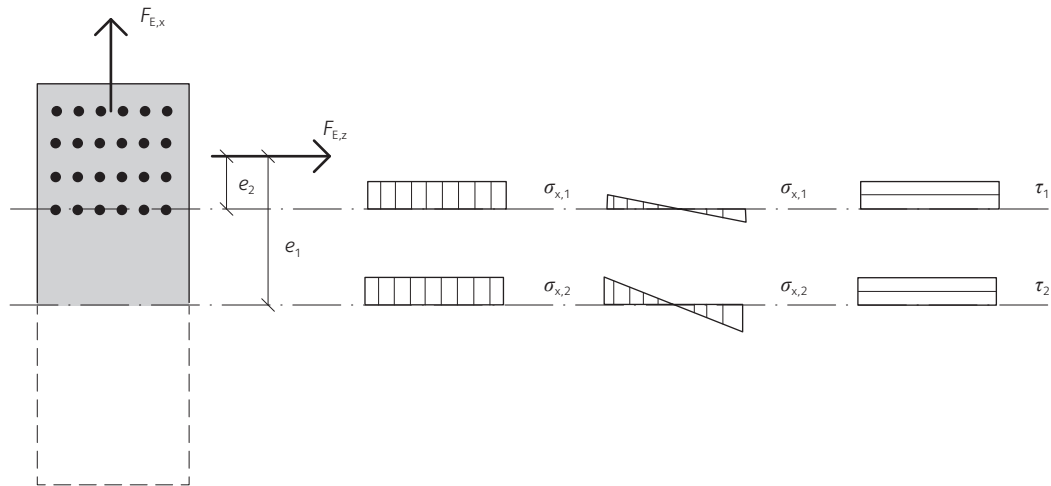
Enligt Eurokod 5, har spikar med diameter mindre än 8 mm samma bärförmåga oberoende av i vilken riktning kraften verkar. Bärförmågan per fästdon, $F_{v,Rd}$, kan bestämmas enligt *Eurokod 5, avsnitt 8.3*. Sålunda är antalet fästdon, n , som behövs:

$$n = \frac{F_E}{F_{v,Rd}} \quad 14.21$$

När antalet fästdon har beräknats ska deras placering bestämmas. Om det inbördes avståndet väljs till minst $14d$ (d är förbindarens diameter) behöver man inte begränsa det effektiva antalet fästdon i en rad, se *Eurokod 5, tabell 8.1*.



Figur 14.10 Ledad pelarfot med laskar av stålplåt vid sidorna. Schematisk bild. Laskarna kan fästas med spikar eller träskruvar. Fuktskydd mellan limträ och betong.



Figur 14.11 Spänningsfördelning i ställasken.

Om standardiserade spikningsplåtar används bestäms avståndet också av plåtens hålmönster. Klossbrott kontrolleras enligt *Eurokod 5, Bilaga A*. Fläkning behöver inte kontrolleras om avståndet från pelarkanten till det fästdon som befinner sig längst bort är större än 0,7 gånger pelarens höjd. I annat fall kontrolleras fläkning enligt *avsnitt 14.2.4, sidan 201* eller *Eurokod 5, avsnitt 8.1.4*.

Stålplåten belastas med en vertikal och en horisontell kraft. Dessutom ger horisontalkraftens excentricitet upphov till böjmoment, se *figur 14.11*. I stålplåtens fast inspända tvärsnitt är momentet:

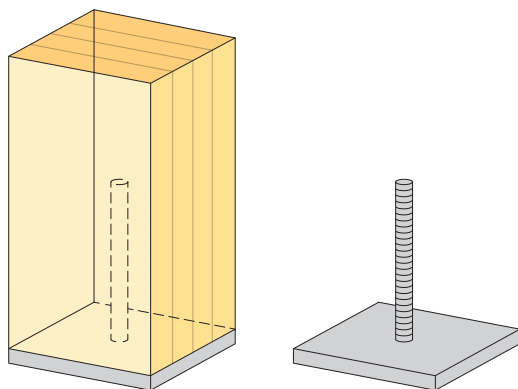
$$14.22 \quad M_E = F_{E,z} \cdot e_1$$

I hålraden med den största påkänningen gäller:

$$14.23 \quad M_E = F_{E,z} \cdot e_2$$

Spänningarna i stålplåtens olika snitt kan beräknas utgående från momentet och den vertikala och horisontella kraften. Samverkan av dessa kan beaktas enligt *avsnitt 14.2.5, sidan 206*.

Om stålplåten är tunn, kan det vara nödvändigt att kontrollera laskens knäckning. Om fästdonens avstånd i stålplåten utförs enligt rekommendationer behöver detta inte kontrolleras. Därför bör avståndet mellan hålen i lasken och dessutom mellan den första hålraden och grunden inte vara större än det minsta av $14t$ (t är plåttjockleken) eller 200 mm. Infästningen av lasken i grunden ska naturligtvis också kontrolleras. Om lasken gjuts in i betong ska vidhäftningen mellan lasken och betongen kontrolleras. Om lasken däremot svetsas fast i en injuten stålplåt ska svetsförbandets bärförmåga kontrolleras.



Figur 14.12 Ledad pelarfot med inlimmad skruv.

Inlimmad skruv

Ledad pelarfot kan också bestå av en inlimmad skruv, se *figur 14.12*. En fördel är att förbandet är nästan osynligt; ytterligare en fördel är att bärförmågan vid brand är bra eftersom ståldelarna huvudsakligen är täckta med trämaterial. Inlimmad skruv bör inte användas i förband som utsätts för dynamisk belastning och inte heller i klimatklass 3. Limningen bör utföras under kontrollerade förhållanden och utförs därför av limträtillverkaren (tillverkningen övervakas med särskilda kontrollrutiner). Oftast används inlimmad skruv tillsammans med en stålplåt, som i sin tur svetsas eller skruvas fast i grunden.

Denna typ av pelarfot bör användas endast när pelaren belastas med små eller måttliga krafter. Förbandet har mycket liten bärförmåga vid böjmoment, vilket betyder att pelaren ska stagas under montageskedet.

Följande brottmoder ska kontrolleras:

- Brott i skruven.
- Utdragning av skruven.
- Brott i trämaterial (fläkning, dragbrott, tryckbrott).

Inlimmade skruvar behandlas inte i Eurokod 5. Särskilda dimensioneringsanvisningar kan i stället finnas i tekniska godkännanden. I Sverige finns ett typgodkännande utfärdat av SITAC (Typgodkännandebevis 1396/78) som gäller inlimmade skruvar. I dimensioneringsanvisningar ges ekvationer för olika belastningssituationer och minimikrav för änd- och kantavstånd samt inlimmad längd.

Enligt det svenska typgodkännandet är bärförmågan vid axiell utdragning:

$$R_{td} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,6 \cdot f_{bu,k} A_s / 1,2 \\ \pi d_{ekv} l_i f_{ax,k} \frac{\tanh \omega}{\omega} k_{mod} \kappa_1 / 1,25 \end{array} \right. \quad 14.24$$

där:

$f_{bu,k}$ är skruvens karakteristiska brottgräns [MPa].

A_s är skruvens tvärsnittsarea [mm²].

d_{ekv} är skruvens ekvivalenta diameter [mm], där

$$d_{ekv} = \min(1,15 d_{nom}, d_{hole}).$$

d_{nom} är skruvens nominella diameter = ytterdiameter.

d_{hole} är håldiametern ($> d_{nom}$).

l_i är skruvens inlimmade längd [mm].

$f_{ax,k}$ är 5,5 MPa.

$$\omega = \frac{0,016 l_i}{\sqrt{d_{ekv}}} \quad (\text{dimensionslöst sprödhetstal})$$

k_{mod} är en modifieringsfaktor som beaktar inverkan av lastvaraktighet och klimatklass, se tabell 2.4, sidan 36.

κ_1 är 1,0 i klimatklass 1 och 0,8 i klimatklass 2.

Därtill ska den minsta inlimmade längden, l_{min} , beaktas:

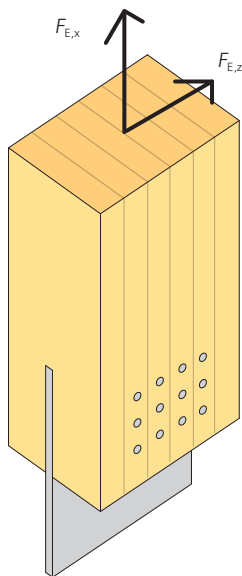
$$l_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,5 d_{nom}^2 \\ 10 d_{nom} \end{array} \right. \quad 14.25$$

Det första villkoret i ekvation 14.24 beaktar dragbrott av skruven och innehåller partialkoefficienten för stål $\gamma_M = 1,2$. Det andra villkoret i ekvation 14.24 beaktar utdragning av skruven och innehåller partialkoefficienten för limträ $\gamma_M = 1,25$. Förbandet bör utformas så att brottmoden är seg; det betyder att dragbrottet av skruven bör vara dimensionerande.

Parametern $f_{ax,k}$ (MPa) motsvarar formellt förbandets skjuvhållfasthet när skjuvspänningsfördelningen är fullständigt jämn (vilket uppnås när ω är liten och $(\tanh(\omega))/\omega = 1,0$).

Ovanstående ekvationer gäller också för tryck. Knäckning av den tryckta skruven bör ändå kontrolleras när spänningen i skruven överstiger 300 MPa.

Som konstaterats tidigare ska brott i trämaterial också kontrolleras. Uppenbara brottmoder är dragning eller tryck längs fiberriktningen, men det finns också risk för fläkning förorsakad av dragning vinkelrätt mot fiberriktningen till exempel när skruvaxeln inte sammanfaller med fiberriktningen.



Figur 14.13 Ledad pelarfot med inslitsad stålplåt.

Bärförmågan för inlimmade skruvar som belastas vinkelrätt mot skruvens axel kan beräknas på samma sätt som för skruvar enligt Eurokod 5, avsnitt 8.2 och 8.6 (för skruvar inlimmade vinkelrätt mot fiberriktningen). När skruven är inlimmad parallellt med fiberriktningen ska man använda en hållkanthållfasthet som är 10 procent av det motsvarande värdet för dymlingar. Fläckningsrisken ska också kontrolleras.

Se även *Limträhandbok Del 1* beträffande inlimmad dubb som är en enklare, ej kraftöverförande variant av inlimmad skruv och som kan vara tillräcklig när endast styrning av pelare krävs.

Inslitsade stålplåtar

Ett i det närmaste osynligt förband kan också bestå av inslitsade stålplåtar som fästs med dymlingar. Stålplåtarna svetsas ofta fast i en fotplåt som i sin tur skruvas eller gjuts fast i grunden. Eftersom förbandsdelarna är dolda förbättras bärförmågan vid brand med denna typ av pelarfot – dessutom har förbandet estetiska fördelar.

Förbandet har viss bärförmåga vid böjmoment vilket kan utnyttjas i montageskedet, se figur 14.13.

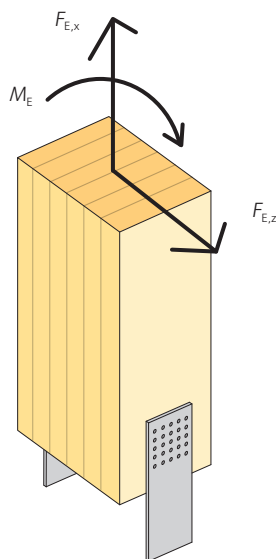
Följande brottmoder ska kontrolleras:

- Skjuvbrott i dymlingsförbandet.
- Blockskjuv- eller klossbrott.
- Brott i stålplåten förorsakat av moment, normalkraft och tvärkraft (både bruttotvärnsnitt och nettotvärnsnitt).

Gruppen av dymlingar antas bära den resulterande lyftande och horisontella kraften. Dimensioneringen utförs på samma sätt som tidigare angetts. Om det finns flera stålplåtar i förbandet ska ekvationerna i Eurokod 5 för flera skjuvplan användas. Om dymlingarnas diameter är större än 6 mm bör vinkeln mellan belastningens riktning och fiberriktningen beaktas. Blockskjuv- eller klossbrott kontrolleras enligt Eurokod 5, Bilaga A.

14.3.2 Fast inspänd pelarfot

Trämaterialets fuktrörelser och dess i jämförelse med böjhållfasthet låga hållfasthet vinkelrätt mot fiberriktningen innebär, att limträpelare med fast inspänd pelarfot ska utformas extra omsorgsfullt för att infästningen ska fungera. Infästningen kan utföras med ställaskar som är spikade eller skruvade i pelaren. Om en dold infästning önskas av estetiska eller brandtekniska orsaker kan inslitsade stålplåtar och dymlingar eller inlimmade skruvar användas. Den sistnämnda är lämplig endast när inspänningsmomentet är relativt litet. För stora inspänningsmoment bör någon av de andra förbandstyperna användas.

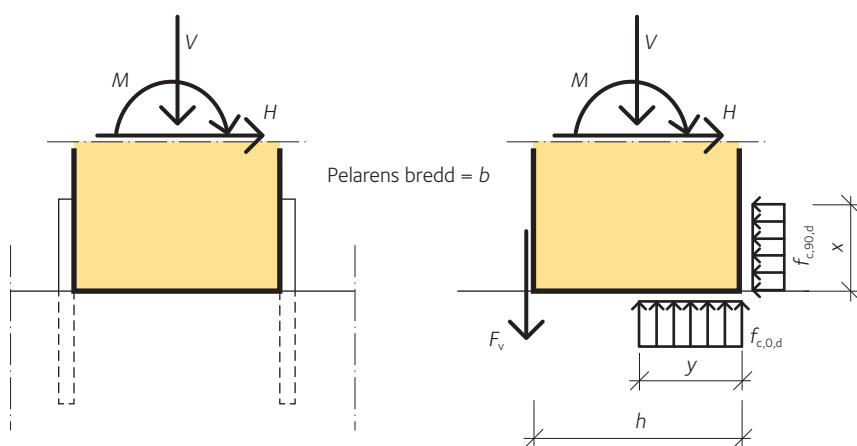


Figur 14.14 Fast inspänd pelarfot med laskar av stålplåt.

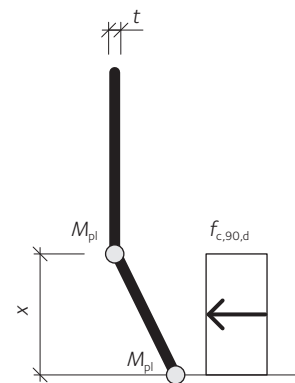
Laskar av stålplåt

Den vanligaste fast inspända pelarfoten består av ett par laskar av stålplåt fästa på vardera sidan om pelaren, se figur 14.14. Laskarna fästs vanligen på pelarens smala sidor med hjälp av spikar, men också träskruvar kan användas. Tillverkningen av förbandet är enkel och det passar för stora och små horisontella krafter. Laskarna kan gjutas in i betongen eller svetsas fast på en ingjuten stålplåt. Förbandet dimensioneras i princip på samma sätt som laskar av stålplåt för ledad pelarfot.

En möjlig beräkningsmodell är kortfattat beskriven nedan, se figur 14.15 och 14.16. Ett detaljerat beräkningsexempel ges i *Limträhandbok Del 3*.



Figur 14.15 Beräkningsmodell för fast inspänd pelarfot med laskar av stålplåt (tryckande normalkraft).



Figur 14.16 Beräkningsmodell för en stålplåt som upptar horisontallast genom böjning.

Denna typ av förband överför tryckande vertikalkraft med hjälp av kontakt mellan pelaränden och grunden. Den vertikala dragkraften överförs av den ena stålplåten.

Pelarens axiella kraft $F_{E,x}$ överförs med hjälp av kontakt om den är tryckande, annars överförs den av fästdonen till laskarna.

Infästningsmomentet M_E överförs genom ett kraftpar som bildas i de båda laskarna. Den horisontella kraften $F_{E,y}$ överförs med hjälp av kontaktryck mot laskan. Slanka laskar har tendens till buckling och i sådana fall bör böjmomentets tryckkomponent överföras med hjälp av kontakt mot grunden. Böjmomentets dragkomponent överförs genom dragning i den andra laskan och överförs till laskan med hjälp av tvärkrafter i fästdonen.

Följande brottmoder ska kontrolleras:

- Skjuvbrott i fästdonen.
- Klossbrott.
- Brott i stålplåten förorsakat av normalkraft (brutto- och nettotvårsnitt), också knäckningsrisk.
- Kontaktryck mellan pelare och lask, spänningar vinkelrätt mot fiberriktningen.
- Kontaktryck mellan pelare och grund, spänningar parallellt med fiberriktningen.

Bärförmågan vid skjuvbrott kontrolleras enligt *Eurokod 5, avsnitt 8.3* och vid klossbrott enligt *Eurokod 5, Bilaga A*. Stålplåtens bärförmåga kan beräknas enligt *avsnitt 14.3.1, sidan 209*. Dessutom ska fästdonens kantavstånd kontrolleras. För att förenkla beräkningarna bör fästdonens inbördes avstånd väljas tillräckligt stort så att man inte behöver beakta det effektiva antalet i en rad.

Den vertikala dragkraften F_v som ska överföras av en lask är:

$$F_v = f_{c,0,d} \cdot y \cdot b - V \quad 14.26$$

Avståndet y , se figur 14.15, fås med hjälp av jämviktsvillkoret:

$$y = h \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M + v \cdot h}{f_{c,0,d} \cdot b \cdot h^2}} \right) \quad 14.27$$

Den horisontella kraften överförs till den fast inspända stålplåten som jämnt fördelad last. Höjden x på den belastade ytan kan beräknas med hjälp av plasticitetsteori så att man antar att två plastiska leder uppstår. Det plastiska momentet är:

$$14.28 \quad M_{pl} = \frac{c \cdot t^2}{4} f_{y,d}$$

där c är stålplåtens bredd, t dess tjocklek och $f_{y,d}$ är stålets sträckgräns. Momentjämvikt ger:

$$14.29 \quad 2M_{pl} = \frac{c \cdot x^2}{2} f_{c,90,d}$$

där $f_{c,90,d}$ är limträets tryckhållfasthet vinkelrätt mot fiberriktningen. Höjden x kan således beräknas:

$$14.30 \quad x = t \sqrt{\frac{f_{y,d}}{f_{c,90,d}}}$$

Bärförmågan blir:

$$14.31 \quad F_{E,y} \leq c \cdot x \cdot f_{c,90,d}$$

Vid en fullständig dimensionering bör man också kontrollera förbandets infästning i grunden med hjälp av Eurokod 2 och Eurokod 3.

Inslitsade stålplåtar

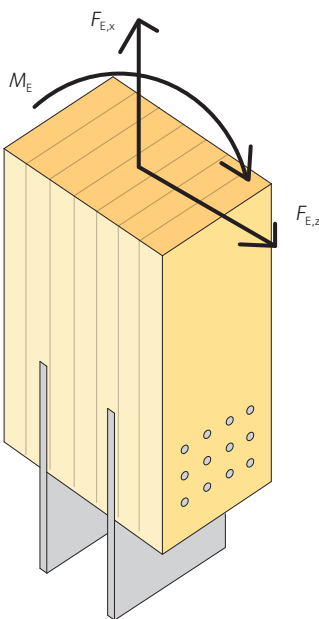
En i det närmaste osynlig fast inspänd pelarfot kan bestå av inslitsade stålplåtar som fästs med dymlingar, se figur 14.17. Stålplåtarna svetsas ofta fast i en fotplåt som i sin tur skruvas fast eller gjuts in i grunden. Eftersom förbandsdelarna är dolda kan bärförmågan vid brand förbättras med denna typ av pelarfot – dessutom har förbandet estetiska fördelar.

Följande brottmoder ska kontrolleras:

- Skjuvbrott i dymlingsförbandet.
- Klossbrott.
- Brott i stålplåten förorsakat av normalkraft (brutto- och nettotvårsnitt), också eventuell knäckningsrisk.
- Kontakttryck mellan pelare och lask.

Bärförmågan vid skjuvbrott kontrolleras enligt Eurokod 5, avsnitt 8.6 och vid blockskjuvning enligt Eurokod 5, Bilaga A. Stålplåtens bärförmåga kan beräknas enligt avsnitt 14.3.1, sidan 209. Dessutom ska fästdonens kantavstånd kontrolleras. För att förenkla beräkningarna bör fästdonens inbördes avstånd väljas tillräckligt stort så att man inte behöver beakta det effektiva antalet i en rad.

Förbandet dimensioneras i princip på samma sätt som laskar av stålplåt för fast inspänd pelarfot. Infästningsmomentet överförs genom ett kraftpar som bildas i stålplåtarna; hävarmen är (om plåtarna är tillräckligt styva för knäckning) plåtarnas inbördes avstånd. Pelarens axiella kraft överförs med hjälp av kontakt om den är tryckande, annars överförs den av fästdonen till stålplåtarna. Den horisontella



Figur 14.17 Fast inspänd pelarfot med hjälp av inslitsade stålplåtar och dymlingar.

kraften överförs med hjälp av kontakttryck mot stålplåtarna så som beskrivits för andra förbandstyper. Den enda skillnaden är att alla plåtar medverkar eftersom de är inslitsade.

Eftersom slitsarna försvagar tvärsnittet, ska spänningarna kontrolleras i det reducerade tvärsnittet.

Vid en fullständig dimensionering bör man också kontrollera förbandets infästning i grunden med hjälp av Eurokod 2 och Eurokod 3.

Inlimmade skruvar

Fast inspänd pelarfot kan också bestå av inlimmade skruvar, se figur 14.18. En fördel är att förbandet är nästan osynligt; ytterligare en fördel är att bärförmågan vid brand är bra eftersom ståldelarna mestadels är täckta med trämaterial. Inlimmade skruvar bör inte användas i förband som utsätts för dynamisk belastning och inte heller i klimatklass 3. Limningen bör utföras under kontrollerade förhållanden och utförs därför av limträ tillverkaren (tillverkningen övervakas med särskilda kontrollrutiner). Oftast används inlimmade skruvar tillsammans med en stålplatta, som i sin tur svetsas eller skruvas fast i grunden.

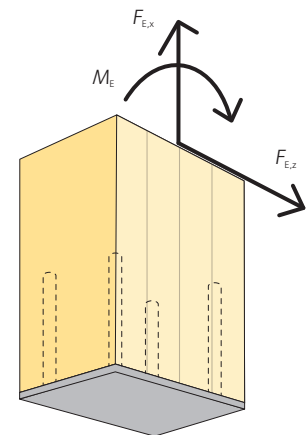
Följande brottmoder ska kontrolleras:

- Brott i skruven.
- Utdragning av skruven.
- Skjuvbrott i virket invid skruven.
- Brott i trämaterial (fläkning, dragbrott, tryckbrott).

Den dimensionerande bärförmågan per inlimmad skruv beräknas enligt *ekvationerna 14.24, sidan 211* och *14.25, sidan 211*.

Infästningsmomentet överförs genom ett kraftpar som bildas i de inlimmade skruvarna. Pelarens axiella kraft kan också överföras av skruvarna, eller om geometrin tillåter kan tryckkraften överföras med hjälp av kontakt mellan pelaren och grunden. Samverkan av tvärkraft och normalkraft ska kontrolleras (skruvar belastade vinkelrätt mot skruvaxeln). Ekvationerna för detta återges i typgodkännandet (Typgodkännandebevis 1396/78).

Vid en fullständig dimensionering bör man också kontrollera förbandets infästning i grunden med hjälp av Eurokod 2 och Eurokod 3.



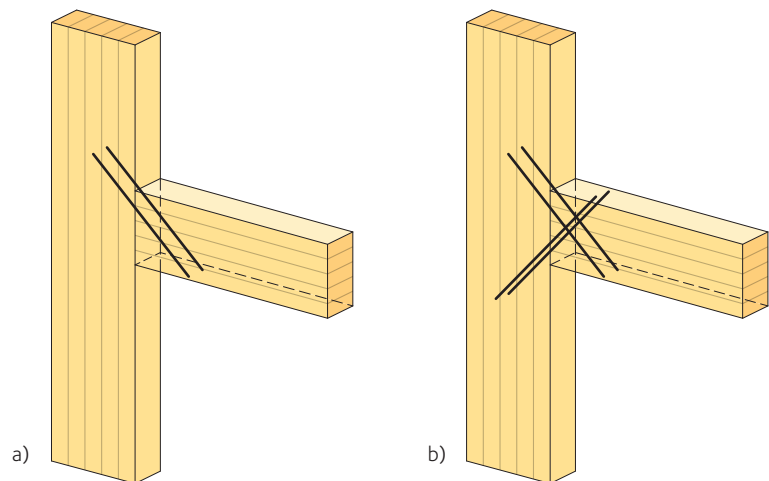
Figur 14.18 Fast inspänd pelarfot med inlimmade skruvar.

14.4 Förband mellan balk och pelare

Förband mellan balk och pelare utförs ofta ledade så att de endast överför vertikala och horisontella krafter men inte moment. Det finns ett stort antal olika utföranden. För närvarande torde det vanligaste utförandet vara med balksko. Tillverkarna har vanligtvis ett stort antal olika modeller och storlekar och tillhandahåller också dimensioneringsanvisningar för dessa. För stora balk- och pelardimensioner vilka är vanliga i limträkonstruktioner finns det sällan lämpliga standardprodukter tillgängliga. I sådana fall behöver specifika ståldelar beställas vilket blir dyrare. Om lasterna är små till måttliga kan självborrande träskruvar på skrå (snedställda) användas.



Ridhus ponnyklubb, Gävle.



Figur 14.19 Förband mellan balk och pelare utförd med självborrande träskruvar. a) Två snedställda träskruvar (dragna vid dominerande nedåtriktad belastning), b) fyra parvis snedställda träskruvar (tryckta och dragna vid vertikal belastning).

14.4.1 Träskruvar på skrå

Infästning med långa självborrande träskruvar på skrå har blivit populärt under 2000-talet, se figur 14.19. Orsaken är att längre och grövre träskruvar har blivit tillgängliga.

Denna typ av förband dimensioneras utgående från att balkens tvärkraft och eventuell dragande normalkraft överförs av träskruvarna som utsätts för skjuvning och utdragning. Balkens tryckande normalkraft överförs till pelaren med hjälp av kontakttrycket mellan balkänden och pelaren.

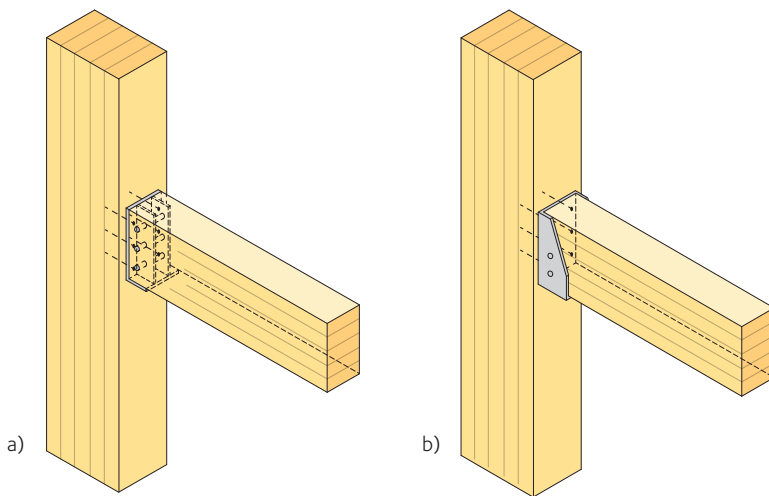
Följande brottmoder ska kontrolleras:

- Skjuvbrott i skruvförbandet.
- Utdragning och genomdragning av träskruvarna.
- Samverkande skjuvning och utdragning av träskruvarna.
- Skjuvning och dragning av träskruvarna (brott i stålmaterialiet).
- Samverkande skjuvning och dragning av träskruvarna.
- Kontakttryck mellan balk och pelare.

Förbandets bärförmåga vid skjuvning beräknas enligt Eurokod 5, avsnitt 8.2 och vid utdragning enligt Eurokod 5, avsnitt 8.7. Samverkan av träskruvens skjuvning och utdragning beräknas enligt Eurokod 5, avsnitt 8.7.3. Skruvstålets bärförmåga beräknas enligt Eurokod 3. Därtill ska kantavstånden kontrolleras, med beaktande av både skjuvning och utdragning. Om parvis i X-form snedställda träskruvar används som i figur 14.19, ryms flera träskruvar på en given bredd. Det kan ändå bli svårt att tillgodose kravet för ändavstånd $a_{1,CG}$ enligt Eurokod 5, tabell 8.6 ($a_{1,CG} \geq 10d$).

14.4.2 Svetsade balkskor

Vid stora laster som ska överföras kan svetsade balkskor användas. Figur 14.20, sidan 217 visar två alternativ. Den huvudsakliga skillnaden mellan dessa är hur mycket ståldelarna syns. Förutom att dolda beslag anses vara mera estetiskt tilltalande är deras bärförmåga vid brand bättre på grund av att träet skyddar ståldelarna. För båda typerna överförs krafterna till beslaget huvudsakligen med hjälp av kontakttryck mot balkskons undersida och vidare till pelaren genom skjuvning av fästdonen.

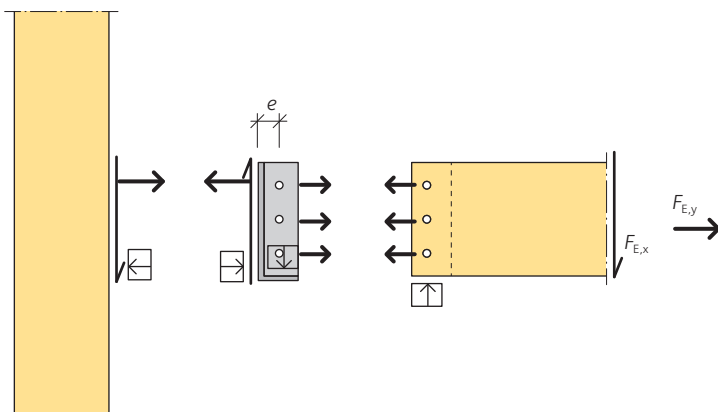


Figur 14.20 Två olika balkskor.
a) Med inslitsade stålplåtar,
b) med utanpåliggande stålplåtar.

En möjlig beräkningsmodell för svetsade balkskor med inslitsade stålplåtar är kortfattat beskriven nedan. Ett detaljerat beräknings-exempel ges i *Limträhandbok Del 3*.

Svetsad balksko med inslitsad stålplåt

I figur 14.21 visas en balksko med inslitsad stålplåt och genomgående dymlingar. Balkskon fästs i pelaren med träskruvar genom rygglåten. Förbandet belastas av en tvärkraft $F_{E,y}$ och en horisontell axialkraft $F_{E,x}$ som kan vara tryckande eller dragande. Det antas att tvärkraften överförs med hjälp av kontaktrycket mellan balken och beslagets bottenplåt. Denna kraft överförs av svetsfogarna till mittplåten och sedan vidare av mittplåtens svetsfog till rygglåten. Därifrån överförs kraften av träskruvarna till pelaren. Eftersom kraften i bottenplattan verkar excentriskt (excentricitet e) uppstår ett moment som upptas med hjälp av kontaktrycket i rygglåtens nedre del och dragkraften i de översta träskruvarna. En tryckande horisontalkraft överförs med hjälp av kontaktrycket mellan balkänden, rygglåten och pelaren. En dragande horisontalkraft överförs av dymlingarna till mittplåten, av mittplåtens svetsfogar till rygglåten och genom dragning av träskruvarna till pelaren. Träskruvarna mellan rygglåten och pelaren belastas sålunda vanligtvis av en kombination av utdragning och skjuvning som de ska dimensioneras för.



Figur 14.21 Statisk modell för svetsad balksko med inslitsad plåt.



Uterum



Kolmårdens djurpark.

Följande brottmoder ska kontrolleras:

- Kontakttryck mellan sekundärbalken och balkskons bottenplatta.
- Skjuvbrott i dymlingarna i balken.
- Blockskjuvning vid balkens ände.
- Balkskons svetsar.
- Träskruvarnas utdragning ur pelaren.
- Träskruvarnas skjuvning.
- Samverkande utdragning och skjuvning av träskruvarna.
- Kontakttryck mellan ryggplåten och pelaren.
- Fläkning enligt *avsnitt 14.2.4, sidan 201*.
- Böjning och skjuvning hos stålplåtarna.

Kontakttrycket kontrolleras enligt *Eurokod 5, avsnitt 6.1.5*. Skjuvbrott av fästdonen, både dymlingar och träskruvar, kontrolleras enligt *Eurokod 5, avsnitt 8.2* medan träskruvarnas utdragning kontrolleras enligt *Eurokod 5, avsnitt 8.7*. Blockskjuvningen kontrolleras enligt *Eurokod 5, Bilaga A*.

Svetsad balksko med utanpåliggande plåtar

Svetsad balksko med utanpåliggande plåtar, *se figur 14.20 b), sidan 217*, kan dimensioneras med samma statiska modell som balksko med inslitsad stålplåt. Den enda skillnaden är att förbandets bärförmåga vid horisontalkrafter dimensioneras som ett stål mot trä-förband med utanpåliggande stålplåtar.

14.5 Förband mellan två balkar

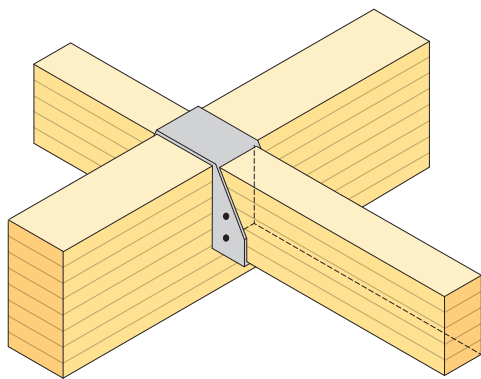
Flera tillverkare levererar färdiga balkskor avsedda för förband mellan två balkar vars dimensioner är små eller medelstora. Tillverkarna tillhandahåller också information om bärförmåga och generella rekommendationer för montage. För stora balkar får man beställa specifikt dimensionerade och tillverkade stålbeslag, som ofta liknar en balksko. Dessa balkskor ska monteras vid sidan om eller hängas över primärbalken, *se figur 14.22*. Balkskor som hängs över primärbalken är att föredra eftersom kraftöverföringen är enklare. Förbanden kan utformas så att de även överför böjmoment förutom tvärkrafter och normalkrafter. För att öka sekundärbalkens stabilitet kan den övre kanten fästas med vinkelbeslag i primärbalken.

Om förbandet är ensidigt uppstår ett vridmoment i primärbalken som ska beaktas när primärbalken dimensioneras. Risken för fläkning ökar ju lägre ner förbandet befinner sig i förhållande till primärbalkens höjd.

14.5.1 Hängslad balksko med utanpåliggande stålplåtar

Den största fördelen med en hängslad balksko är att vertikalkraften överförs till primärbalken med hjälp av kontakttryck, *se figur 14.22*. På detta sätt kan relativt stora vertikalkrafter överföras.

Kraften överförs från sekundärbalken med hjälp av kontakttryck till bottenplattan. Denna kraft överförs sedan med hjälp av balkskons vertikala plattor och kontakttryck till primärbalken. Eftersom vertikalkraften i bottenplattan är excentrisk, uppstår också ett moment som ska överföras. Det här momentet överförs med hjälp av kontakttrycket mellan ryggplåtens nedre kant och primärbalken och dragkraften i balkskons övre platta. Om sekundärbalken har en tryckande normalkraft överförs den med hjälp av kontakttrycket mellan



Figur 14.22 Hängslad balksko.

sekundärbalken och ryggplåten till primärbalkens sida. Om kraften är dragande överförs den av fästdonen till balkskon. Vid osymmetrisk belastning uppstår ett vridmoment i primärbalken som ska beaktas när primärbalken dimensioneras.

Följande brottmoder ska kontrolleras:

- Kontakttryck mellan sekundärbalken och balkskons bottenplatta.
- Kontakttryck mellan primärbalkens övre kant och balkskons topplatta.
- Skjuvbrott i fästdonen.
- Balkskons svetsar.
- Kontakttryck mellan ryggplåten och primärbalken.
- Böjning och skjuvning hos stålplåtarna.

Dessutom ska man kontrollera alla änd- och kantavstånd.

14.5.2 Ensidigt hängslad balksko

Ett möjligt utförande för ensidigt hängslad balksko visas i *figur 14.23*. I detta utförande kan sekundärbalkens styva ändplåt överföra det (lilla) moment som uppstår vid upplaget. Eftersom ändplåten är styv, överförs den vertikala stödreaktionen till primärbalkens tyngdpunktslinje och det uppstår inget vridmoment i primärbalken. Därför ska också topplattan vara styv och dimensioneras så att kraften överförs till primärbalkens mitt.

I allmänhet är det synnerligen viktigt att primärbalken dimensioneras för det vridmoment som förorsakas av den osymmetriska belastning som överförs av en ensidig balksko. Om det här vridmomentet kan undvikas med hjälp av en konstruktion som liknar den i *figur 14.23*, förenklas dimensioneringen.

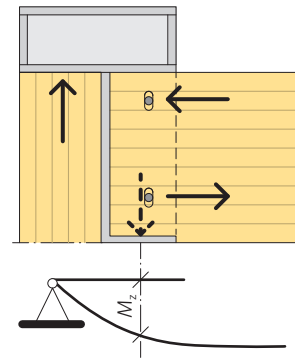
Följande brottmoder ska ändå alltid kontrolleras:

- Kontakttryck mellan sekundärbalken och balkskons bottenplatta.
- Kontakttryck mellan primärbalkens övre kant och balkskons topplatta.
- Skjuvbrott i fästdonen.
- Balkskons svetsar.
- Böjning och skjuvning hos stålplåtarna.

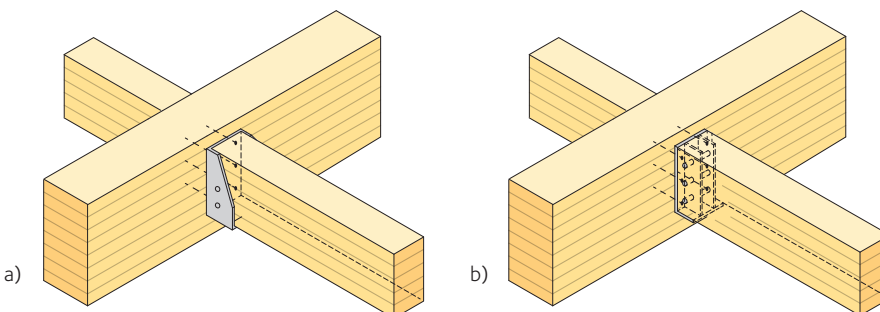
Dessutom ska man kontrollera alla änd- och kantavstånd.

14.5.3 Sidomonterade balkskor

Ett möjligt utförande för sidomonterade balkskor visas i *figur 14.24*. I detta fall används träskruvar eller genomgående skruvar för att fästa balkskon i primärbalkens sida. Dessa balkskor fungerar på



Figur 14.23 Ensidigt hängslad balksko.



Figur 14.24 Balkskor som skruvas fast i sidan av en primärbalk.

- Utanpåliggande stålplåtar,
- inslitsade stålplåtar.

samma sätt som de som används i förband mellan balk och pelare, se avsnitt 14.4.2, sidan 216. I detta fall verkar kraften som överförs vinkelrätt mot primärbalkens fiberriktning i motsats till situationen med pelaren. Detta ska beaktas och i synnerhet ska risken för fläkning kontrolleras, se avsnitt 14.2.4, sidan 201. Balkskon ska fästas så högt upp på primärbalkens sida som möjligt, se figur 14.7, $h_e > 0,7h$.

Följande brottmoder ska kontrolleras:

- Kontakttryck mellan sekundärbalken och balkskons bottenplatta.
- Skjuvbrott i fästdonen.
- Blockskjuvning vid balkens ände.
- Balkskons svetsar.
- Skruvarnas utdragning ur primärbalken.
- Skruvarnas skjuvning i primärbalken.
- Samverkande utdragning och skjuvning av skruvarna.
- Kontakttryck mellan ryggplåten och primärbalken.
- Fläkning enligt Eurokod 5, avsnitt 8.1.4, alternativt avsnitt 14.2.4, sidan 201 i denna del.
- Böjning och skjuvning hos stålplåtarna.

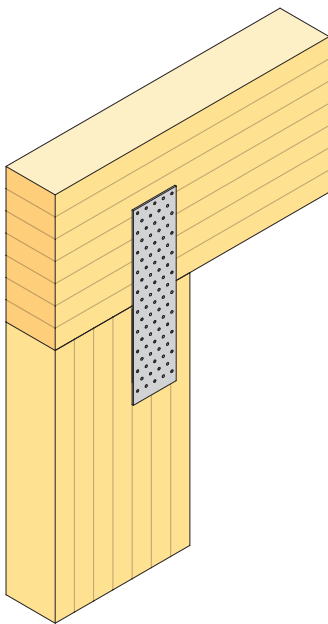
Dessutom ska man kontrollera alla änd- och kantavstånd.

14.6 Pelartopp

Förbandet mellan balk och pelartopp utformas ofta ledat. I detta fall överförs endast vertikala och horisontella krafter. För att minska risken för sprickbildning är det viktigt att förbandet tillåter balkens vinkeländring vid upplaget i förhållande till pelartoppen. Därför ska förbandsdelarna placeras så nära pelarens innerkant som möjligt.

Erfarenhetsvärden på lämpliga kantavstånd mellan pelarens innerkant och skruvens centrum är $4d$, om förbandet överför horisontalkrafter, och $3d$ om förbandet enbart överför vertikala krafter. Om spikningsplåtar och ankarspik/skriv används är motsvarande avstånd $10d$ respektive $5d$.

Förbandet kan utföras med laskar av spikningsplåt som överför krafterna. Om ett dolt förband önskas av estetiska orsaker kan inlimmade skruvar användas, dock endast i klimatklass 1 och 2 och när krafterna som överförs är måttliga. En tredje möjlighet är att fälla in balken i urtag i pelaren, särskilt vid gavlarna, för överföring av horisontella krafter. Ibland kan förbandet ha viss stabiliserande inverkan på balken men i många fall kan detta inte utnyttjas. I sådana fall är det viktigt att förhindra vippning.



Figur 14.25 Pelartopp med laskar.

14.6.1 Laskar

Spikningsplåt

För måttliga krafter är laskar av spikningsplåt eller av trä ett bra alternativ. Priset är oftast lägst om hålen stansas, vilket betyder att plåt-tjockleken inte får överskrida håldiametern. Hålen bör vara ungefär 1 mm större än fästdonets diameter, typiskt är 5 mm hål för 4 mm ankarspik.

En möjlig beräkningsmodell för spikningsplåtar är kortfattat beskriven nedan. Ett detaljerat beräkningsexempel ges i *Limträhandbok Del 3*.

Vid beräkning antas att laskarna fungerar som balkar fast inspända i vardera änden. Krafterna som ska överföras är en horisontalkraft och

eventuellt en lyftande vertikalkraft. Alla tryckande vertikalkrafter överförs med hjälp av kontakttrycket mellan limträbalken och pelaren.

Följande brottmoder ska kontrolleras:

- Skjuvbrott i fästdonen.
- Brott i stålplåten.
- Knäckning av stålplåten.
- Kontakttryck mellan balk och pelare.

Krafterna (horisontalkraften H , och den eventuella lyftande vertikalkraften V) antas verka i förbandets tyngdpunkt, se figur 14.26. Eftersom lasken antas vara fast inspänd i vardera änden uppkommer ett moment som förorsakas av horisontalkraftens excentricitet, $H \cdot e$, i tyngdpunkten.

Krafterna i ett enskilt fästdon är:

$$F_Y = \frac{V}{n} + \frac{H \cdot e \cdot r_{xi}}{I_p} \quad 14.32$$

$$F_X = \frac{H}{n} - \frac{H \cdot e \cdot r_{yi}}{I_p} \quad 14.33$$

där:

- n är antalet fästdon (i regel ankarspik eller ankarskruv).
 e är horisontalkraftens excentricitet (halva avståndet mellan tyngdpunkterna).
 r_{xi}, r_{yi} är avstånden i x- och y-riktningarna mellan tyngdpunkten och det enskilda fästdonet.
 I_p är förbandets polära tröghetsmoment.

$$I_p = \sum_{i=1}^n (r_{xi}^2 + r_{yi}^2) \quad 14.34$$

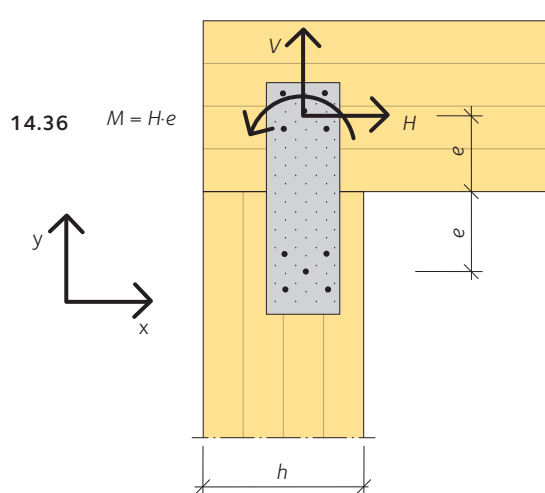
Den resulterande kraften i ett enskilt fästdon är:

$$F_E = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} \quad 14.35$$

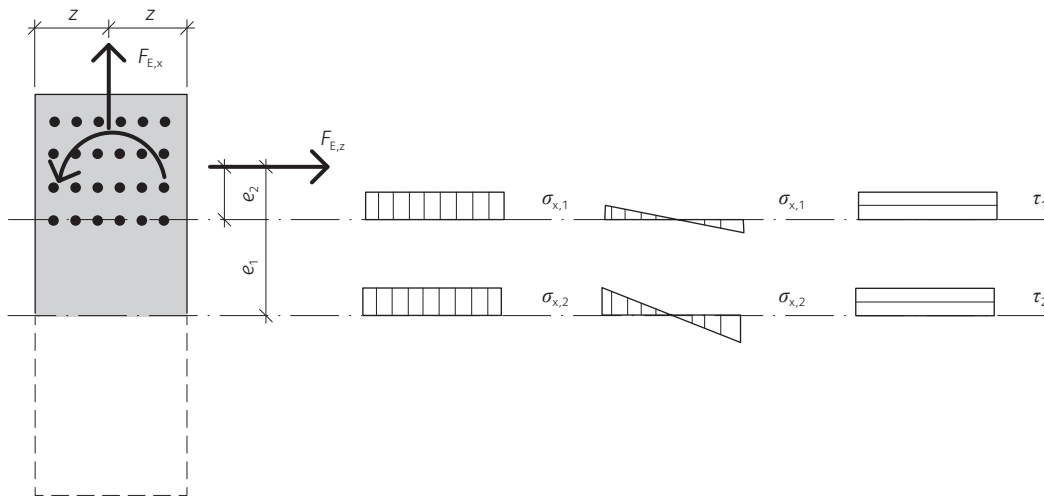
Spikar med en diameter mindre än 8 mm har samma bärförmåga oberoende av i vilken vinkel kraften verkar. Bärförmågan per fästdon, $F_{v,Rk}$, ges i *Eurokod 5, avsnitt 8.3*. Antalet erforderliga spikar kan grovt uppskattas till:

$$n_{\text{prel}} = \frac{\sqrt{H^2 + V^2}}{F_{v,Rk}}$$

Efter detta kan ett lämpligt spikningsmönster väljas. Antalet spikar, deras placering i spikningsplåtens hål med beaktande av inbördes avstånd samt änd- och kantavstånd bestäms. Slutligen kontrolleras bärförmågan för det mest utsatta fästdonet enligt ekvationerna ovan som omfattar excentricitetsmomentet och det polära tröghetsmomentet. För att förenkla beräkningarna bör man välja spikarnas inbördes avstånd tillräckligt stort så att man inte behöver beakta det effektiva antalet i en rad. Klossbrott kontrolleras enligt *Eurokod 5, Bilaga A*. Fläkning behöver inte kontrolleras om avståndet från pelarkanten till det fästdon som befinner sig längst bort är större än 0,7 gånger pelarens höjd h . I annat fall kontrolleras fläkning enligt *Eurokod 5, avsnitt 8.1.4*, alternativt *avsnitt 14.2.4, sidan 201* i denna del.



Figur 14.26 Krafter och moment som verkar i förbandets tyngdpunkt i laskens övre del.



Figur 14.27 Spänningsfördelning i ställasken.

Lasken belastas av både horisontalkraften och vertikalkraften, se figur 14.27. Dessutom inverkar excentricitetsmomentet i förbandets tyngdpunkt.

Böjmomentet i stålplåten vid avståndet e_2 från tyngdpunkten är:

$$14.37 \quad M_E = F_{E,z} \cdot (e_1 - e_2)$$

När man känner till böjmomentet och de horisontella och vertikala krafterna kan spänningsfördelningen i laskens olika tvärsnitt beräknas. Den vertikala kraftens andel är:

$$14.38 \quad \sigma_{xi} = \frac{F_{E,x}}{A}$$

där tvärsnittets brutto- eller nettoarea ska användas beroende på tvärsnittets läge. Böjmomentets andel är:

$$14.39 \quad \sigma_{xi} = \frac{M_E z}{I}$$

där z är laskens halva bredd och I är laskens tröghetsmoment (tvärsnittets brutto- eller nettotröghetsmoment ska användas beroende på tvärsnittets läge). Skjuvspänningens andel (lasken antas bli fullständig plasticerad) är:

$$14.40 \quad \tau_1 = \frac{F_{E,z}}{A}$$

där tvärsnittets brutto- eller nettoarea ska användas beroende på tvärsnittets läge.

Samverkan av normalspänning och skjuvspänning bör beaktas så som förklarats i avsnitt 14.2.5, sidan 206.

Om stålplåten är tunn, kan det vara nödvändigt att kontrollera laskens knäckning. Om fästdonens avstånd i stålplåten är lämpliga behöver detta inte kontrolleras. Därför bör avståndet mellan hålen i lasken inte vara större än det minsta av $14t$ (t är plättjockleken) eller 200 mm.

Laskar av plattstång eller U-profil

I stället för laskar av spikningsplåt kan plattstänger eller U-profiler användas när stora krafter ska överföras vid pelartoppen, se figur 14.28.



Pergola

Förutom att de överför större krafter stabiliserar de balken och minskar risken för vippning. Montage underlättas om hålen borrar 1 mm större än skruvdiаметern.

Förbandet dimensioneras på samma sätt som laskar med spikningsplåtar. Skruvarna som används har vanligen en diameter större än 8 mm och därför ska man beakta inverkan av kraftens riktning med avseende på fiberriktningen.

14.6.2 Inlimmade skruvar

Med inlimmade skruvar fås ett dolt förband. Skruven limmas in i pelartoppen varefter balken träs över den utstickande skruven och fästs med bricka och mutter, se figur 14.29. Brickan och muttern kan försänkas så att de döljs. Inlimmade skruvar får inte användas i klimatklass 3 och inte heller i förband som utsätts för dynamisk belastning. Limningen bör utföras under kontrollerade förhållanden och utförs därför av limträ tillverkaren. På grund av fuktrörelser bör inlimmade skruvar inte användas när balkhöjden är större än 500 mm. Om balkhöjden är något större, kan muttern försänkas så att skruvens höjd från pelartoppen inte är större än 500 mm.

Inlimmad skruv ger ingen stagning i sidled och balken ska därför stagas på något annat sätt.

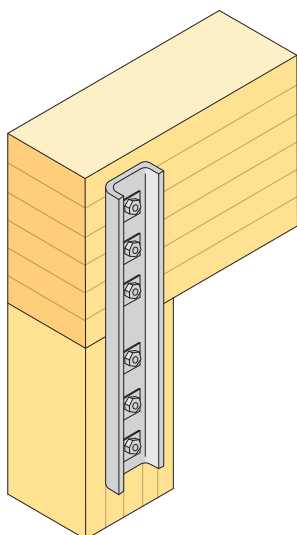
14.6.3 Infällda balkar

Infällda balkar används ofta vid gavlarna för bättre överföring av horisontella krafter. Krafterna överförs oftast med träskruvar eller genomgående skruvar. Om krafterna är små kan vinkelbeslag användas.

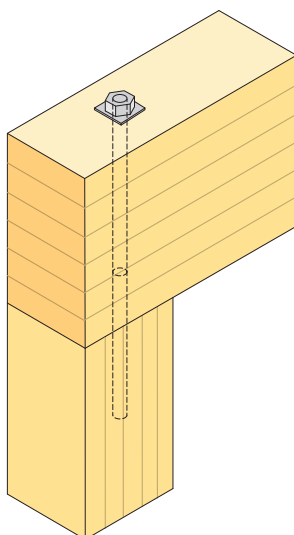
Skruvarna överför eventuella lyftande vertikala krafter och dragande horisontella krafter. Horisontella krafter som verkar mot pelaren överförs med hjälp av kontaktrycket mellan balkens sida och urtaget i pelartoppen. Tryckande vertikala krafter överförs med hjälp av kontaktrycket till pelaren. Balkens vertikalkraft överförs excentriskt till pelaren vilket bör beaktas vid dimensioneringen. Om kontaktrycket blir för stort kan kontaktytan förstöras med hjälp av en stålplåt som placeras under balken.



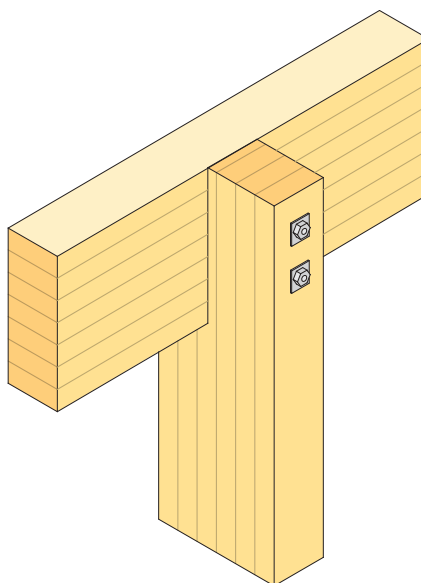
Nordens ark, Hunnebostrand.



Figur 14.28 U-stång med genomgående skruvar.



Figur 14.29 Pelartopp med inlimmad skruv.



Figur 14.30 Pelartopp med en infälld balk och genomgående skruvar.

14.7 Skarvar – balkskarvar, nockskarvar, Gerberbeslag

Ledad balkskarv

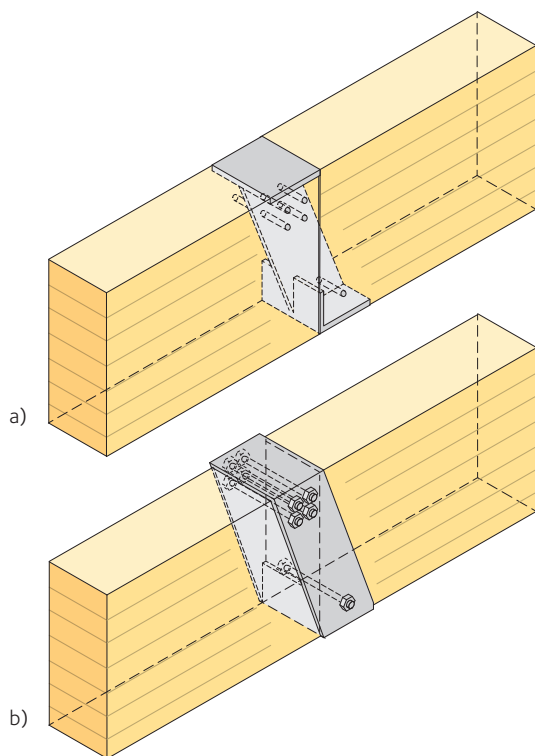
En ledad balkskarv överför vertikala krafter och ofta också horisontella krafter. Inget böjmoment bör överföras av en ledad skarv. Därför bör en ledad skarv utföras så att den inte hindrar balkens vinkeländring. Detta säkerställer att inget böjmoment överförs, som till exempel till följd av oönskad deformation vid balkens upplag, och minskar risken för spänningskoncentrationer. *Figur 14.31* visar exempel på en ledad balkskarv utförd med så kallade Gerberbeslag. Beträffande deras användning vid takåsar se *avsnitt 12.2, sidan 168*. En annan möjlighet är att använda spikningsplåtar och för små laster kan till och med långa parvis snedställda självborrande träskruvar användas.

Gerberbeslag bör användas när skarven ska överföra stora tvärkrafter. Sådana beslag finns i standardiserade dimensioner för små och mellanstora balkar. För större balkar kan det bli nödvändigt att specialtillverka beslagen projektvis. Förbandet är utformat för att överföra tvärkraft endast i en riktning, även om det är möjligt att överföra små tvärkrafter i "fel" riktning med hjälp av skruvar. För att balkändarnas vinkeländring inte ska hindras är det viktigt att skruvarna placeras så nära balkens övre och nedre kant som möjligt. Om skarven belastas av dragande normalkraft kan beslaget förses med ytterligare påsvetsade plattstål. Det finns två olika typer av Gerberbeslag, antingen med utanpåliggande vertikala plåtar eller med en i mitten inslitsad vertikal plåt. Det senare alternativet är estetiskt mera tilltalande och har dessutom bättre bärförmåga vid brand.

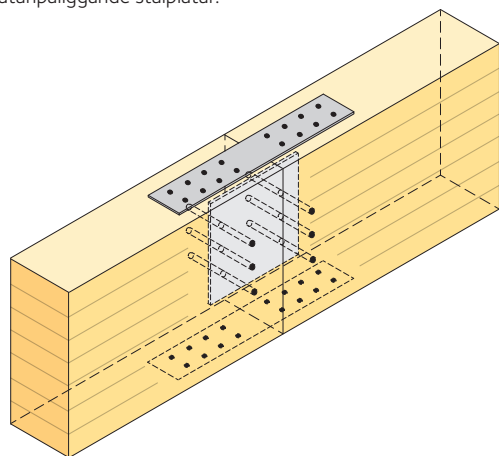
Vid dimensionering av Gerberbeslag antas att tvärkrafterna överförs med hjälp av kontakt mellan balkdelarna och beslagets topp- och bottenplattor. Krafterna antas verka i mitten av plattan. Eftersom dessa krafter bildar ett kraftpar, överför själva förbandsdelen ett visst böjmoment. Detta moment överförs med hjälp av kontaktryck mellan vertikalplåten och balkens nedre kant och skruvarna i övre kanten. Ett detaljerat beräkningsexempel ges i *Limträhandbok Del 3*.

Balkskarv som överför böjmoment

En balkskarv som överför böjmoment kan utföras med hjälp av en vertikal inslitsad plåt som överför tvärkraften. Böjmomentet överförs med hjälp av kontaktrycket mellan balkändarna på den tryckta sidan och med en horisontell spikningsplåt på den dragna sidan. Förbandet kan inte göras lika styvt och starkt som hela balktvärsnittet. Därför bör den här typen av skarv endast användas när det moment som ska överföras är förhållandevis litet jämfört med hela tvärsnittets bärförmåga.



Figur 14.31 Gerberbeslag med
a) inslitsad stålplåt,
b) utanpåliggande stålplåtar.



Figur 14.32 Balkskarv som överför mindre böjmoment.

Ledad nockskarv

En ledad nockskarv ska överföra vertikala och horisontella krafter. Moment ska inte överföras och beaktas därför inte vid dimensioneringen. Förbandet bör utformas så att inga tvångsspänningar uppstår, det är till exempel viktigt att balkens vinkeländring får ske fritt. För att säkerställa detta kan det vara fördelaktigt att forma balkens övre kant med en slits så som visas i *figur 14.33* och *14.34*.

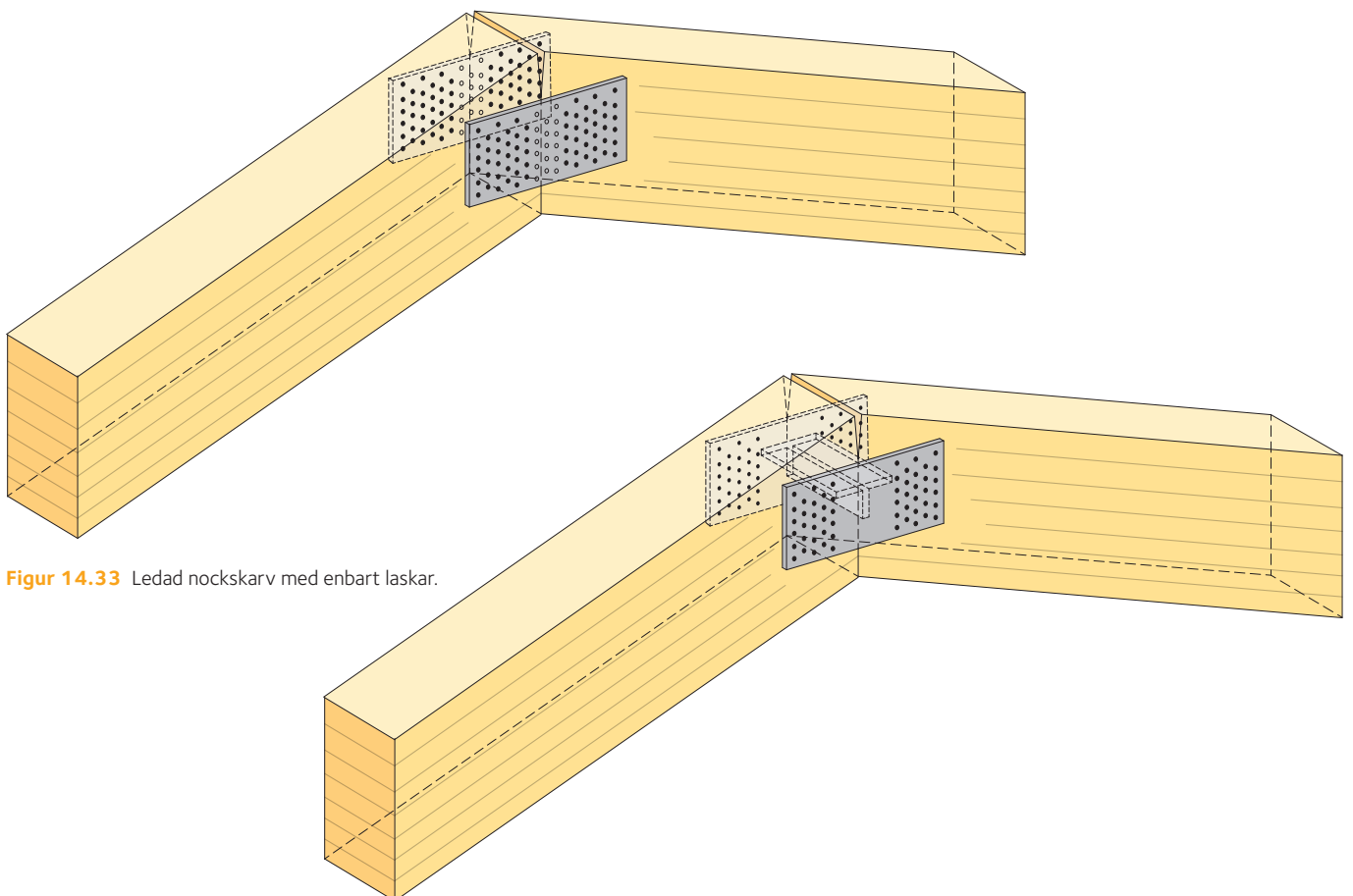
Här visas två olika utföranden på ledad nockskarv. Den första har på vardera sidan av balkarna laskar av spikningsplåt som överför tvärkraften. Om tvärkraften är stor kan en inslitsad stålstång med T-profil användas, se *figur 14.34*. En allmän tumregel är att infästningsdelarna ska placeras så nära balkens nedre kant som möjligt för att tillåta balkarnas vinkeländring.

Laskarna betraktas som fast inspända balkar i vardera änden, se *avsnitt 14.6.1, sidan 220*. En vertikalkraft och en horisontalkraft ska överföras; båda antas verka i spikgruppens tyngdpunkt i vardera änden av förbandet, se *figur 14.26*. Excentriciteten mellan spikgruppens tyngdpunkt och balkänden förorsakar ett tilläggsmoment i spikgruppen. Vid dimensionering beaktas infästningens bärförmåga, laskarnas bärförmåga (dragning, skjuvning och böjning) och fläckningsrisken.

När förband med inslitsad T-profil beräknas, se *figur 14.34*, antas att lasken belastas med en horisontalkraft och att vertikalkraften (balkens tvärkraft) överförs med hjälp av kontakttryck mellan T-profilen och limträbalken. Vid dimensionering beaktas infästningens bärförmåga, laskarnas bärförmåga (dragning), T-profilens svetsar och fläckningsrisken.

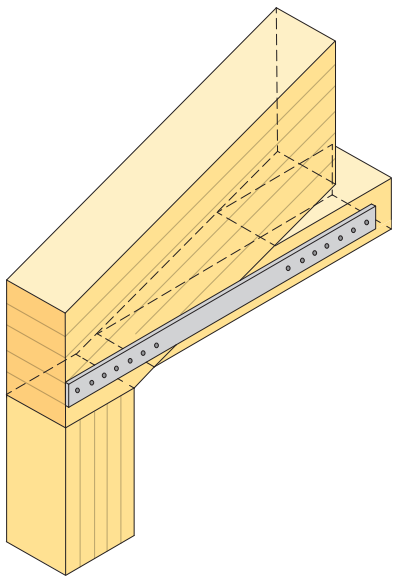


Energikällan, Lindesberg.

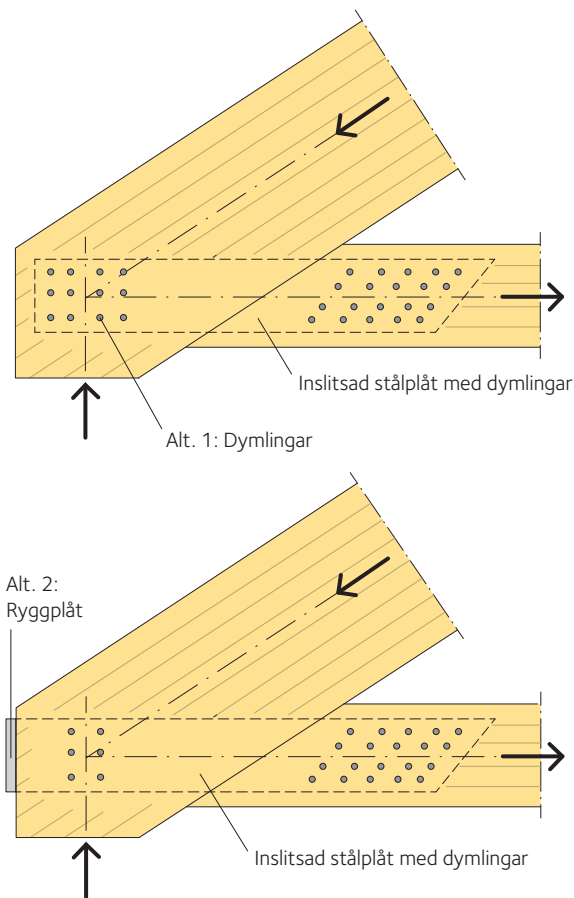


Figur 14.33 Ledad nockskarv med enbart laskar.

Figur 14.34 Ledad nockskarv med en inslitsad T-profil.



Figur 14.35 Dragband av limträ med infästning gjord av plattstål.



Figur 14.36 Dragband av limträ med infästning gjord av inslitsad stålplåt. Uppmärksamma att dragbandets reducerade tvärsnittsarea på grund av slits och dymplingar måste beaktas vid dimensioneringen.

14.8 Dragbandsinfästning

Dragband används ofta i takstolars nedre del. De överför endast dragkrafter. Det rekommenderas att kraften i dragbandet verkar så nära skärningspunkten mellan balkens och pelarens systemlinjer som möjligt.

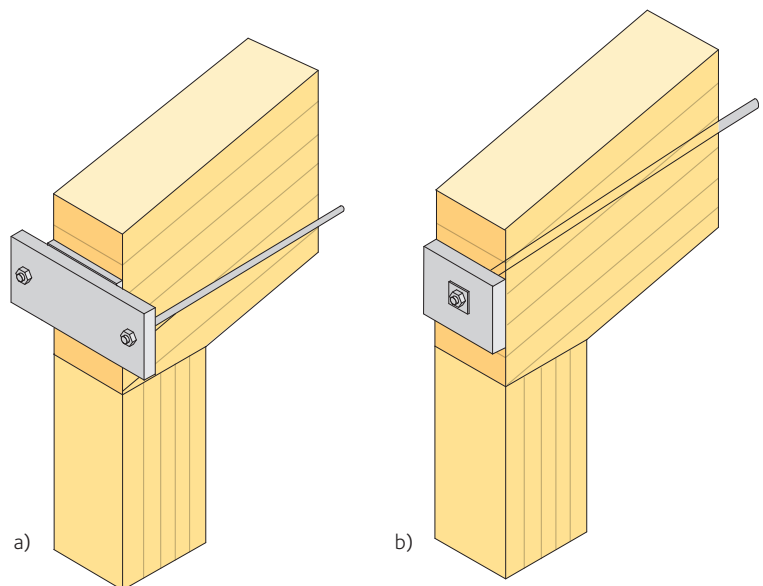
Om krafterna är små kan dragband av limträ användas. I sådana fall kan krafterna överföras med spikningsplåtar eller plattstål, se figur 14.35. En annan möjlighet är att använda sig av inslitsade stålplåtar, se figur 14.36.

Om dragkrafterna är stora används dragband av stål med hög hållfasthet. Det finns två olika sätt att förankra dragbanden. Tekniskt sett är det enklast att använda två dragband, ett på var sin sida om balken. Dragbanden fästs med hjälp av en ändplatta som överför dragkraften till balken med hjälp av kontaktryck. För medelstora krafter kan man använda ett dragband som placeras i mitten och fästs genom ett hål som är borrar genom balken, se figur 14.37 b). Om balkhöjden är stor och om taklutningen är liten, är det både svårt och dyrt att borra sådana hål; ibland kan det rent av vara omöjligt.

För alla sorts dragband diskuterade här ska balkens stabilitet mot vippning utföras på något annat sätt än med hjälp av dragbandet.

Följande brottmoder ska kontrolleras:

- Brott av dragbandet vid dragning (inklusive mutter och bricka).
- Brott av spikningsplåt eller plattstål och spik- eller skruvförband.
- Kontaktryck i vinkel med fiberriktningen mellan ändplåten och balkänden.



Figur 14.37 Dragband av rundstång av stål.

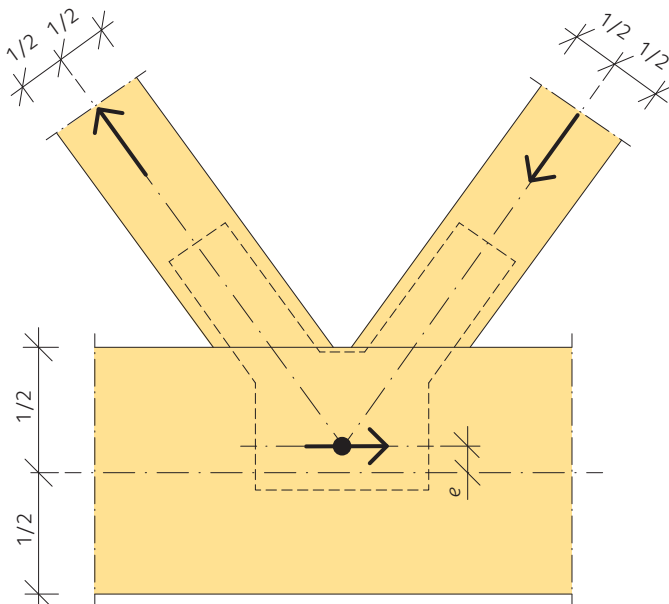
- a) Två utanpåliggande dragband,
b) ett centriskt dragband.

14.9 Fackverksknutpunkter

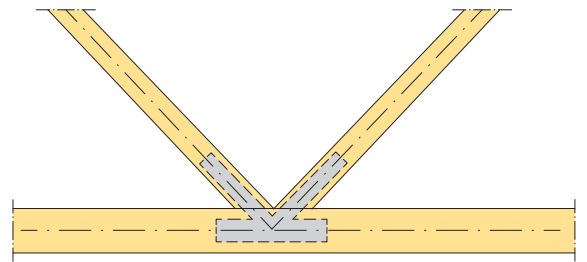
Knutpunkterna i ett fackverk utförs ofta som dymlingsförband med dymlingar, skruvar eller spikar tillsammans med inslitsade stålplåtar, speciella utanpåliggande ställaskar eller spikningsplåtar. Endast i undantagsfall används limmade förband, eftersom det är svårt att få effektiv kraftöverföring i ett limmat förband med stor yta. Man ska särskilt eftersträva förband som är centriska (systemlinjerna ska korsa varandra i en och samma punkt) och förbandsområden som är så små som möjliga.

I vissa fall är det ändå fördelaktigt att tillåta en liten excentricitet mellan stängerna medan själva förbandsdelarna och dymlingarna inte är excentriska, se figur 14.39. Fördelarna består av att mindre plåtar och inslitsningsdjup kan användas. Det här gäller särskilt om fackverket är stort, eftersom grova dragna ramstänger medför att avståndet till tyngdpunkten blir mycket stort. Förbandets excentricitet ger upphov till ett moment, som antingen kan öka eller minska ramens belastning. Det här ska beaktas vid dimensionering. Det som är viktigt är att själva förbandet (plåtarna och dymlingsgrupperna) inte är excentriskt.

Fackverksknutpunkterna bör dimensioneras endast för normalkrafter och tvärkrafter, då ett fackverk består av ledade förband. I praktiken är det dock ofta nödvändigt att beakta knutpunkternas bärförmåga vid moment. Förbanden dimensioneras enligt Eurokod 5, avsnitt 8.2. De enskilda fästdonens bärförmåga beräknas enligt Eurokod 5, avsnitt 8.3, 8.5, 8.6 eller 8.7 beroende på vilken sorts fästdon som används.



Figur 14.39 Excentrisk fackverksknut med inslitsade stålplåtar. Tvärsnittsreduktion på grund av slitsar och dymlingar måste beaktas vid dimensioneringen.



Figur 14.38 Fackverksknutpunkt med inslitsade stålplåtar.



Olsbergs Arena, Eksjö.

Utformning av limträdetaljer

15.1 Detaljutformning för effektiv kraftöverföring 228

- 15.1.1 Upphängning av stora punktlaster i balken 229
- 15.1.2 Förband mellan balk och pelare 229
- 15.1.3 Upplag för snedställda eller krökta balkar 230
- 15.1.4 Excentricitet vid fackverksknutpunkter 230
- 15.1.5 Diagonalinfästning med långa stålplåtar 230
- 15.1.6 Förband mellan balkar med olika höjd 231

15.2 Detaljutformning som tillåter dimensionsförändringar förorsakade av fuktförändringar 232

- 15.2.1 Ramhörn 232
- 15.2.2 Balkskarvar 233
- 15.2.3 Förband mellan två balkar 233

15.3 Detaljutformning för konstruktivt träskydd 234

- 15.3.1 Limträpelare mot betonggrund 234
- 15.3.2 Fuktfällor 234
- 15.3.3 Beklädnad av bärande konstruktionsdelar 235

15.4 Sammanfattning 235

Limträkonstruktioner, liksom andra byggnadsmaterial, har och kan utsättas för både lokala brott och totala haverier om de utformas felaktigt. Orsakerna till dessa varierar, som redan tidigare diskuterats i de föregående kapitlen:

- Håltagning på ett olämpligt ställe och/eller för stort hål, *se kapitel 5, sidan 70*.
- För stort urtag i balkänden, *se kapitel 5, sidan 70*.
- Krökta balkar och bumerangbalkar med för liten krökningsradie och/eller för stor taklutning av de konvexa delarna, *se kapitel 7, sidan 102*.
- Upp- och nedvända sadelbalkar, det vill säga balkar som har den snedsågade kanten på dragsidan, *se kapitel 7, sidan 102*.
- Otillräcklig stagnering i tvärled, *se kapitel 13, sidan 170*.

De ovan nämnda orsakerna diskuteras inte ytterligare i detta kapitel (15). Syftet med detta kapitel (15) är att behandla detaljutformning för limträkonstruktioner så att risk för brott istället kan minimeras. Endast sådana detaljer som inte behandlats i de föregående kapitlen presenteras. En korrekt detaljutformning är viktig för alla träkonstruktioners bärförmåga, beständighet och brukbarhet. Eftersom limträ möjliggör för stora tvärsnittsdimensioner och långa spännvidder är korrekt detaljutformning särskilt viktigt i limträkonstruktioner.

De fundamentala principerna som gäller vid utformning av träkonstruktioners detaljer kan indelas i tre huvudkategorier:

- Att möjliggöra en effektiv kraftöverföring och att undvika (eller åtminstone minimera) dragning vinkelrätt mot fiberriktningen.
- Att möjliggöra dimensionsförändringar som förorsakas av de fuktvariationer som konstruktionselement av trä utsätts för och vilka annars kan leda till dragning vinkelrätt mot fiberriktningen.
- Konstruktivt träskydd för att förhindra röta.

De följande sidorna innehåller illustrationer på de olika detaljerna. Dessa exempel visar allmänna fel i detaljer tillsammans med motsvarande korrekt utförda detaljer. En beskrivning av möjliga brott som kan uppstå på grund av inkorrekt detaljutformning ges även. Notera att presenterade detaljer visar på ett generellt utförande och de är inte fullständigt kompletta.

15.1 Detaljutformning för effektiv kraftöverföring

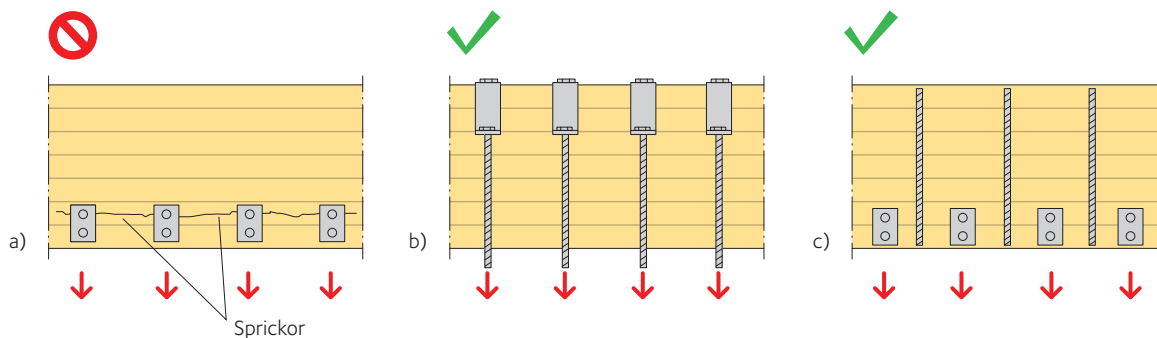
Träkonstruktioner bör utformas så att krafterna mellan konstruktionsdelarna alltid överförs på ett entydigt sätt, alltså utan tveksamma överföringsmöjligheter. Dessutom är det viktigt att utforma detaljerna på ett sätt som inte förorsakar dragspänningar vinkelrätt mot fiberriktningen när konstruktionen belastas.

15.1.1 Upphängning av stora punktlaster i balken

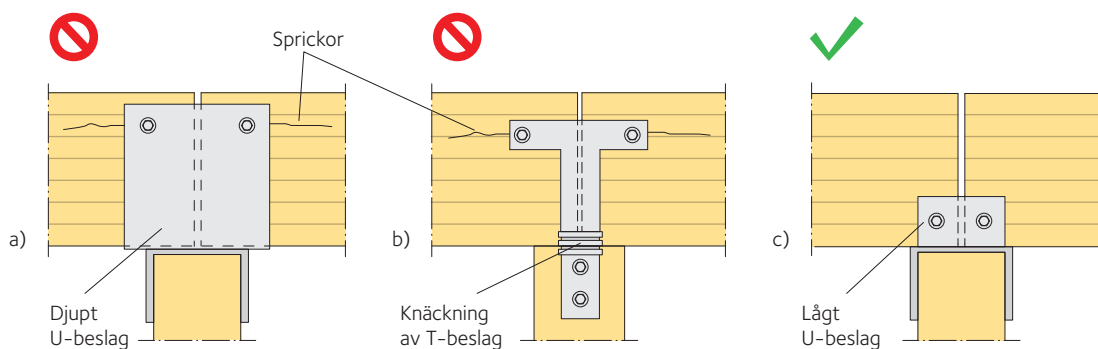
Stora punktlaster såsom uppvärmnings- och luftkonditioneringsutrustning, lyftdon eller element ur primärstommen som hängs upp vid balkens nedre kant förorsakar dragspänningar vinkelrätt mot fiberriktningen och kan förorsaka sprickbildning som illustreras i figur 15.1 a). Figur 15.1 b) och c) visar två möjliga utföranden som kan användas för att undvika fläkning.

15.1.2 Förband mellan balk och pelare

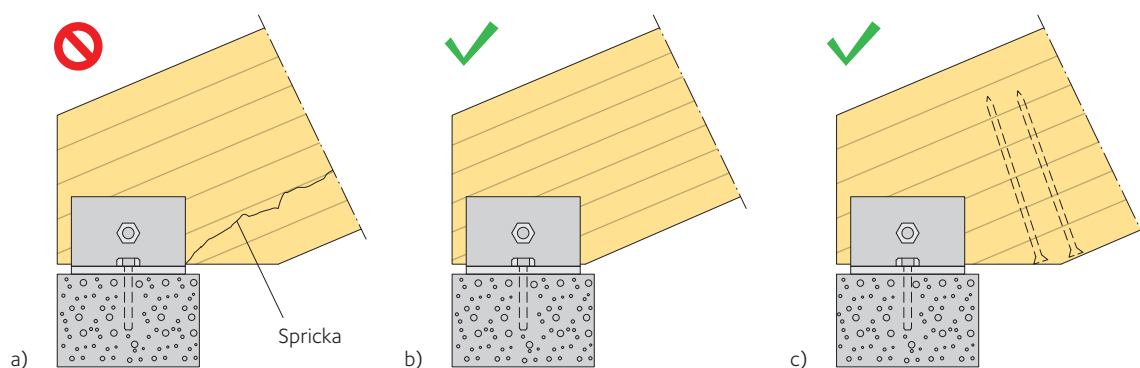
När två fritt upplagda balkar placeras på ett gemensamt stöd, vilket kan vara en pelare av trä, betong eller stål, används ofta U- eller T-formade stålbeslag för att binda ihop balkarna med pelaren, se figur 15.2 a) och b). Om fästdonen placeras högt upp från kontaktytan mellan pelaren och balken, förhindrar dessa balkens vinkeländring som följd av nedböjning under belastning. Detta kan förorsaka fläkning av balken. Dessutom, om balken krymper, kan upplagskraften överföras genom skruvarna, återigen med risk för fläkning. Om balken krymper kan den också fläkas upp och stålbeslagen kan knäckas om de är för slanka, se figur 15.2 b). Figur 15.2 c) visar ett möjligt utförande som kan användas för att undvika fläkning.



Figur 15.1 Balkar utsatta för stora hängande laster.
 a) Om lasten hängs upp vid nedre kanten kan fläkning uppstå.
 b) Lasten kan överföras till balken med hjälp av tryck.
 c) Balken kan förstärkas med inlimmade gängstänger eller självborrande träskruvar.

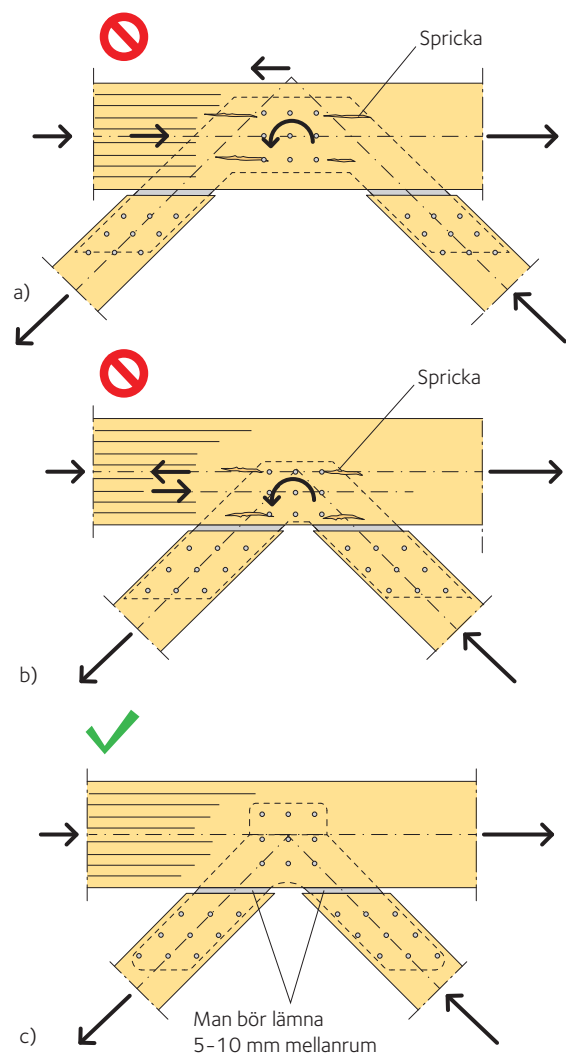


Figur 15.2 Förband mellan balk och pelare.
 a) Förband med djupt U-beslag.
 b) Förband med T-beslag.
 c) Förband med lågt U-beslag.



Figur 15.3 Upplag för snedställd balk eller båge.

- a) Den horisontellt sågade ytan är längre än upplaget.
- b) Den horisontellt sågade ytan är helt och hållet i kontakt med den stödjande pelaren eller väggen.
- c) Förstärkning med hjälp av inlimmade gängstänger eller självborrande träskruvar.



Figur 15.4 Fackverksknutpunkter utförda med inslitsade stålplåtar och dymlingar.

- a) Excentricitet förorsakad av att fästningsgruppens rotationscentrum i överramen är belägen nedanför diagonalernas skärningspunkt.
- b) Excentricitet förorsakad av att fästningsgruppens rotationscentrum inte sammanfaller med överramens systemlinje.
- c) Knut utan excentricitet.

15.1.3 Upplag för snedställda eller krökta balkar

Upplaget för snedställda eller krökta balkar bör utformas så att den horisontellt sågade träytan i sin helhet ligger mot den stödjande pelaren eller väggen. Dragspänningar vinkelrätt mot fiberriktningen uppkommer i kombination med skjuvspänningar, om den horisontellt sågade ytan är längre än upplaget. Detta fenomen är likartat det som beskrivits i *kapitel 5, sidan 70*, och följden kan vara att trämaterialet fläks upp. *Figur 15.3 b) och c)* visar två möjliga utföranden som kan användas för att undvika fläkning.

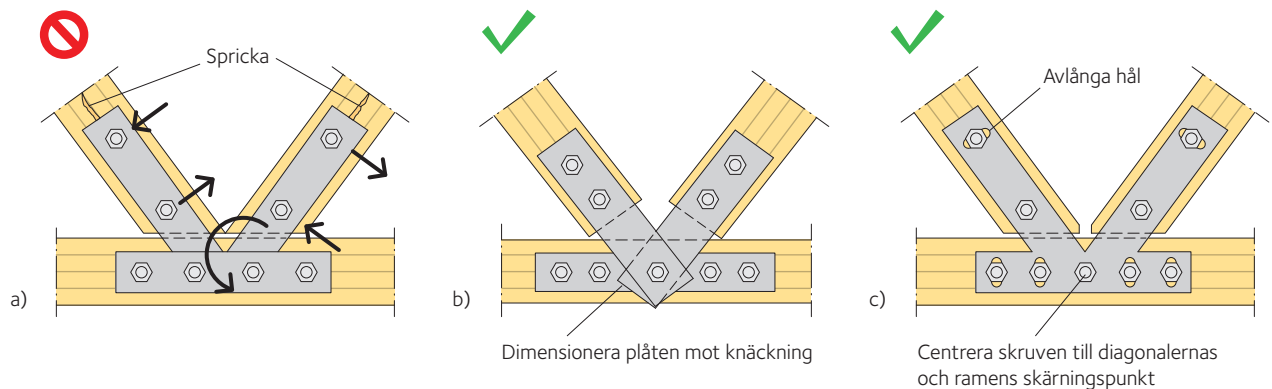
15.1.4 Excentricitet vid fackverksknutpunkter

Excentricitet vid knutpunkterna bör alltid undvikas så att fläkning inte uppstår. Excentricitet ger upphov till sekundära böjmoment, vilka i sin tur genererar dragspänningar vinkelrätt mot fiberriktningen. Excentricitet kan uppstå om rambalkarnas och diagonalernas systemlinjer inte skär varandra i samma punkt som visats i *figur 15.4 a)*; eller, även om skärningspunkterna sammanfaller men skiljer sig från fästningsgruppens rotationscentrum, *se figur 15.4 b)*.

Det är ofta möjligt att utforma fackverksknutpunkterna utan excentricitet. Ett exempel på en sådan knutpunkt visas i *figur 15.4 c)*.

15.1.5 Diagonalinfästning med långa stålplåtar

När ett fackverk belastas roterar dess knutpunkter. Rotationsstyva knutplåtar, i synnerhet långa sådana, hindrar trästrävorna från att rotera vid belastning. Detta kan förorsaka böjmoment i stavändarna vilket kan förorsaka fläkning längs med fästdonen, *se figur 15.5 a)*. Fläkningsrisken kan minskas om avståndet mellan fästdonen i diagonalen minskas. *Figur 15.5 b) och c)* visar ytterligare två utföranden som kan användas för att undvika fläkning.



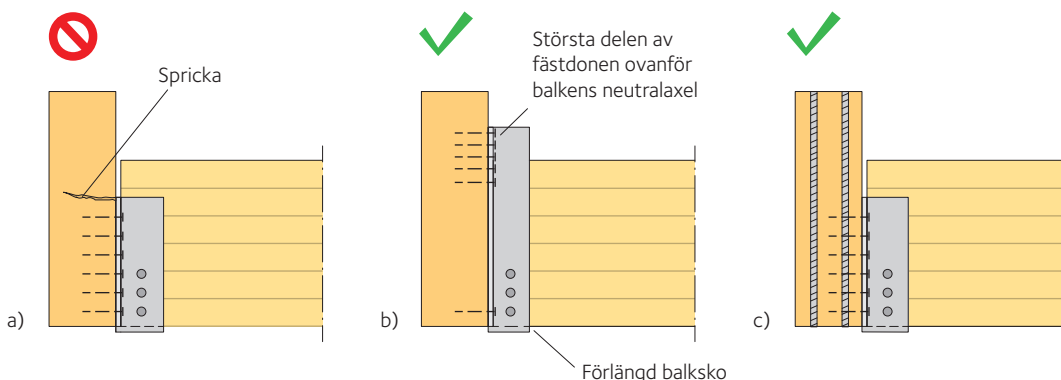
Figur 15.5 Fackverksknutpunkter utförda med utanpåliggande plåtar och skruvar.

- a) Böjstyva knutplåtar förhindrar träfackverkets diagonaler från att rotera under belastning.
- b) Knutpunkt med separata plåtar och ledad infästning i skärningspunkten.
- c) Knutpunktsbeslag med avlånga hål som tillåter en viss rotation i diagonalerna.

15.1.6 Förband mellan balkar med olika höjd

Primärbalkarna och sekundärbalkarna kan vara placerade på olika nivåer. Krafter som överförs via fästdonen till primärbalken nedanför neutralaxeln kan förorsaka brott på grund av dragning vinkelrätt mot fiberriktningen hos balken med större höjd i *figur 15.6 a*). Om största delen av fästdonen placeras ovanför neutralaxeln som visas i *figur 15.6 b*) eller om en hängslad balksko används, så minimeras primärbalkens fläckningsrisk. Ett annat alternativ är att balken förstärks med självborrande träskruvar eller inlimmade gängstänger, *se figur 15.6 c*).

Observera att om det finns sekundärbalkar endast på ena sidan av primärbalken, som i alla exempel i *figur 15.6*, uppstår vridmoment i primärbalken som ska beaktas vid dimensionering.



Figur 15.6 Förband mellan primär- och sekundärbalk.

- a) Kraften som överförs via fästdon under neutralaxeln kan förorsaka att primärbalken förlorar sin bärförmåga på grund av fläckningsbrott.
- b) Användning av större balksko för att möjliggöra att den största delen av fästdonen ska kunna fästas ovanför neutralaxeln.
- c) Förstärkning med hjälp av inlimmade gängstänger eller självborrande träskruvar.

15.2 Detaljutformning som tillåter dimensionsförändringar förorsakade av fuktförändringar

Som förklaras i *kapitel 14, sidan 198*, är det viktigt att beakta trämaterialens fuktrörelser när limträdetaljer utformas. Fuktrörelser kan förorsaka dragspänningar vinkelrätt mot fiberriktningen. Förändringar av träets fuktkvot gör att träet sväller och krymper. Formförändringar i fiberriktningen kan i de flesta fall ignoreras. Dimensionsförändringen vinkelrätt mot fiberriktningen kan å andra sidan vara stor, i synnerhet om fuktvariationerna är stora och/eller tvärsnittets höjd är stor.

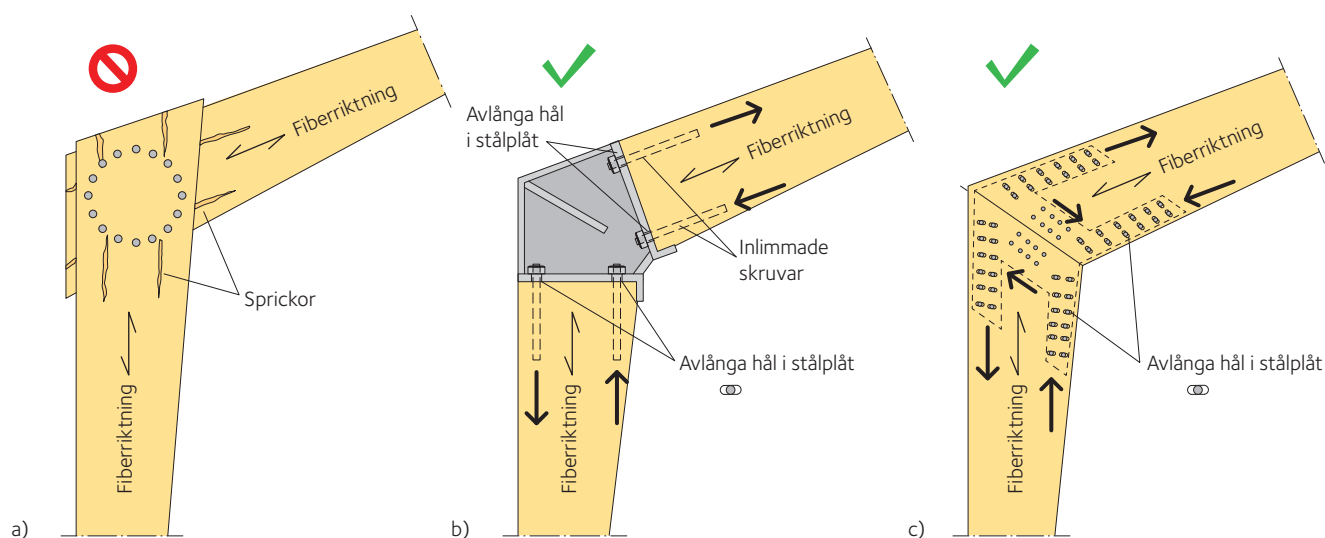
15.2.1 Ramhörn

Ibland utförs ramhörn med dymlingar som sammanfogar de överlappande trädelarna i hörnet. Vanligen består överramen då av en enkel limträbalk medan pelaren består av två parallella limträelement, en på vardera sidan om överramen, *se figur 15.7 a*).

För inomhuskonstruktioner minskar träets fuktkvot vanligtvis efter montaget. När fuktkvoten minskar, krymper både överramen och pelaren huvudsakligen vinkelrätt mot fiberriktningen. Fästdonen förhindrar krympningen vilket ökar träets sprickrisk.

Om träet spricker påverkas bärförmågan negativt, både vad gäller förbandets momentkapacitet och trädelarnas skjuvkapacitet.

En möjlighet att undvika sprickor i den här sortens konstruktioner är att man använder fingerskarvade ramhörn som beskrivs i *avsnitt 10.5.2, sidan 148*. Fläkning kan också undvikas om man använder speciella stålelement i ramhörnet. *Figur 15.7 b*) visar ett ramhörn som består av ett hörnstycke av stål som är fäst i balken och pelaren med hjälp av inlimmade skruvar. *Figur 15.7 c*) visar ett ramhörn som utförs med en eller flera inslitsade stålplåtar och dymlingar.



Figur 15.7 Ramhörn.

- Förband med dymlingar där fästdonen går genom överramen (en enkel limträbalk) och pelaren (två parallella limträelement, en på vardera sidan om balken).
- Ramhörn med ett stålbeslag som är fäst i balken och pelaren med inlimmade skruvar.
- Inslitsade stålplåtar och dymlingar.

15.2.2 Balkskarvar

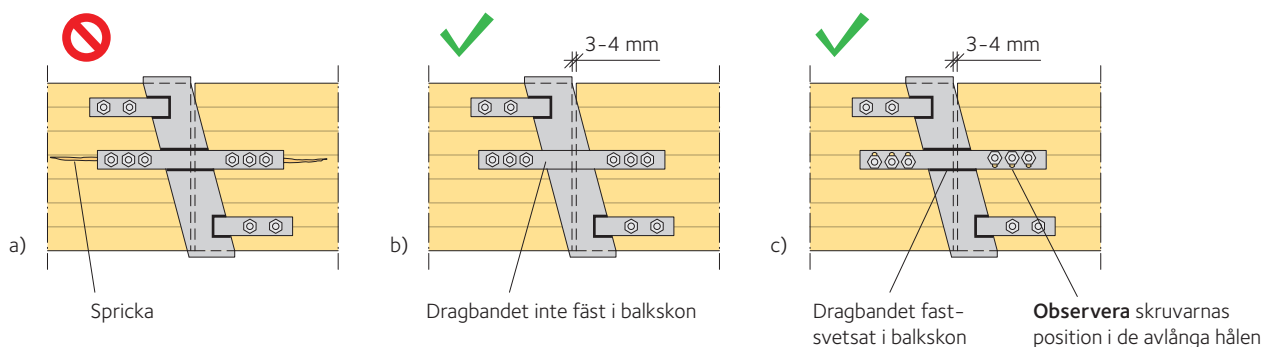
Ett Gerberbeslag med ett integrerat dragband (en horisontell lask påsvetsad på balkskon av Gerbertyp) kan förorsaka dragning vinkelrätt mot fiberriktningen, och därmed fläkning, om trädelarna krymper, se figur 15.8 a). Om dragbandet behövs, kan man använda en separat lask som dragband (se figur 15.8 b). Alternativt kan man använda ett integrerat dragband med avlånga hål, se figur 15.8 c).

15.2.3 Förband mellan två balkar

Förband mellan två balkar kan utformas på många olika sätt. Ofta används vinkelbeslag eller balkskor. Vinkelbeslag med en lång rad av fästdon kan förorsaka fläkning i den upphängda balken som visas i figur 15.9 a), förorsakade av dragning vinkelrätt mot fiberriktningen som uppkommer vid skruvarna när balken krymper.

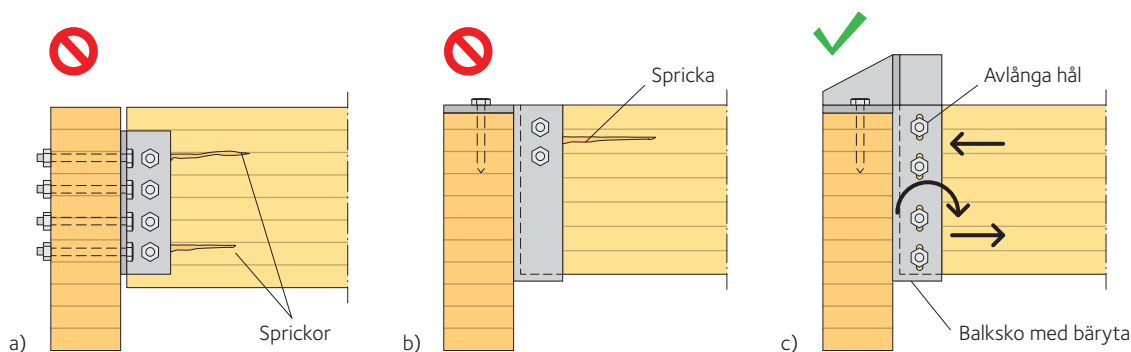
En hängslad balksko med sidoplåtar och fästdon i den upphängda balkens övre del kan också förorsaka fläkning i den upphängda balken som visas i figur 15.9 b). Detta orsakas av krympning som lyfter upp balken från den horisontella bärplåten och flyttar belastningen till fästdonen.

Figur 15.9 c) visar ett förband som består av en förstärkt, hängslad balksko med avlånga hål, som tillåter fri krympning av den upphängda balken. Detta förband kan också uppta böjmomentet som förorsakas av excentriciteten mellan skruvräderna i den upphängda balken och primärbalkens axel. Fästdonen ska naturligtvis dimensioneras för detta moment.



Figur 15.8 Balkförband av Gerbertyp med dragband.

- Integrerat dragband kan förorsaka dragning vinkelrätt mot fiberriktningen när det förhindrar krympning av delarna.
- En separat lask som dragband.
- Integrerat dragband med avlånga hål.



Figur 15.9 Förband mellan två balkar.

- Vinkelbeslag med en lång rad av fästdon.
- Hängslad balksko med sidoplåtar och fästdonen i den upphängda balkens övre del.
- Förstärkt, hängslad balksko med avlånga hål.

15.3 Detaljutformning för konstruktiv träskydd

Som diskuterats i *kapitel 1, sidan 8*, är det viktigt att utforma limträkonstruktioner så att alla trädelar är skyddade mot potentiella fukt-källor. Om fuktkvoten överstiger ungefär 20 % kan de organismer som förorsakar röta gynnas.

Bästa sättet att förebygga röta är att hålla trädelarna så torra som möjligt. Om detta inte är möjligt ska konstruktionsdelarna utformas så att trädelarna snabbt kan torka ut efter uppfuktning.

Kapitlet behandlar inte tryckimpregnering av limträ med träskyddsmedel och inte heller så kallat modifierat limträ. De exempel som visas gäller närmast för utomhuskonstruktioner, som broar, torn, master och dyligt, där risken för en hög fuktkvot i trädelarna normalt är mycket större än i konstruktioner inomhus.

15.3.1 Limträpelare mot betonggrund

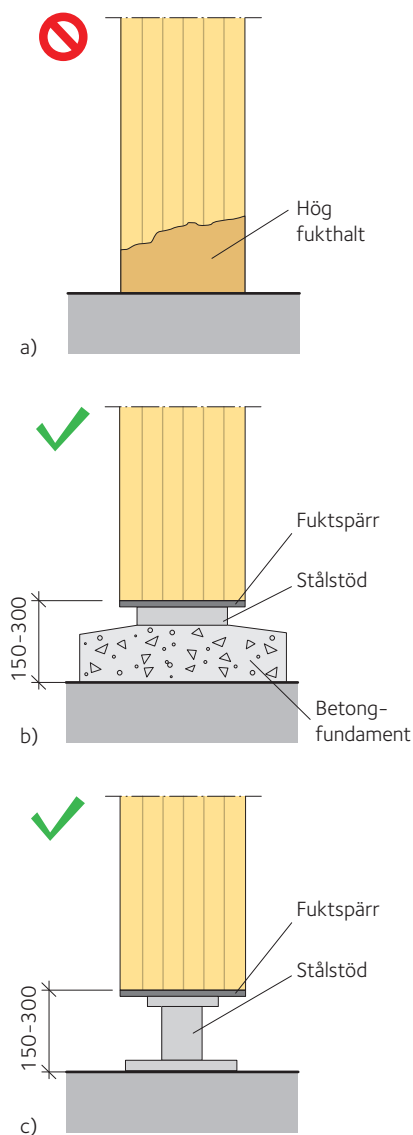
Direktkontakt mellan trä och betong ska undvikas eftersom betonggrunden kan utgöra ett fuktigt underlag, vilket leder till att träet blir vått. Träet torkar dåligt – och det kan också suga vatten kapillärt, se *figur 15.10 a*). Möjliga sätt att undvika fukt i trä, i synnerhet utomhus, är att trä och betong separeras från varandra och att ändträet lyfts till minst 150 – 300 mm ovanför grundkonstruktionens nivå, se *figur 15.10 b*) och *c*).

För konstruktioner i klimatklass 1 (temperatur 20 °C och relativ luftfuktighet RF sällan över 65 %), är det ofta tillräckligt att placera en fuktspärr under träpelaren för att förhindra kapillär uppsugning, till exempel en oljehärdad, våttillverkad hård träfiberskiva.

15.3.2 Fuktfällor

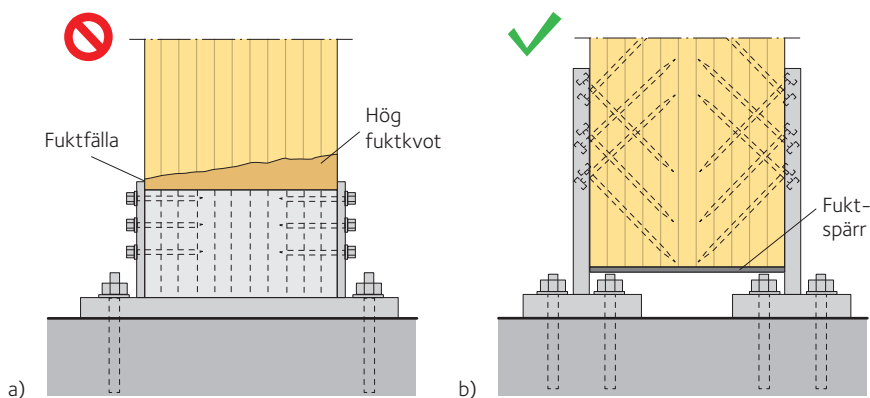
Fuktfällor i förband ska undvikas. Stolpskor av stål som visas i *figur 15.11 a*) har använts för att ansluta pelare, ramar och bågar till grunden. Denna typ av förband ger upphov till vattenfickor och bör därför undvikas.

Ett förbättrat detaljutförande redovisas i *figur 15.11 b*), ett beslag som håller pelaren på ett lämpligt avstånd från fundamentet. Självborrande träskruvar i 45° vinkel mot fiberriktningen används för att fästa beslaget i pelaren. På pelaränden fastsätts en fuktspärr för att förhindra kapillär uppsugning.



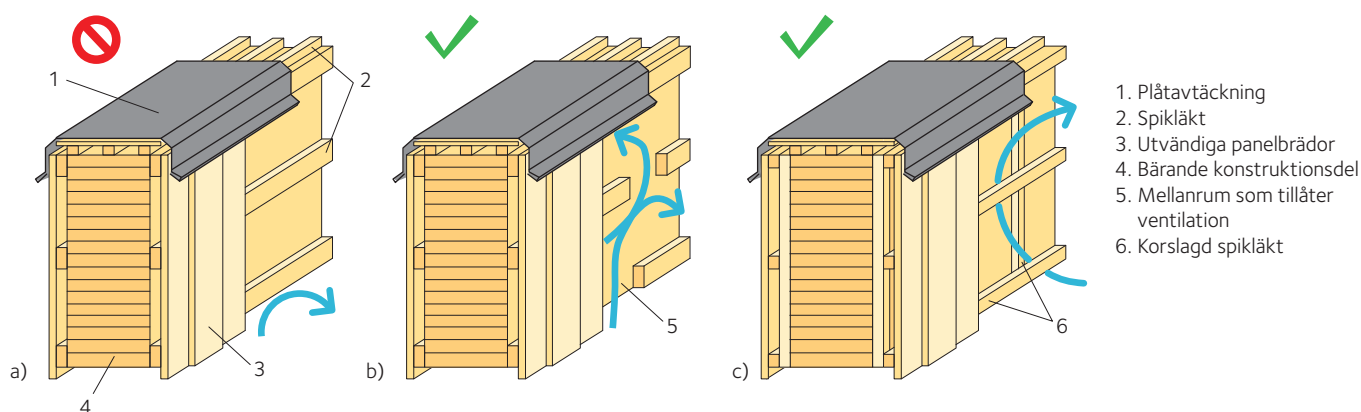
Figur 15.10 Pelfot.

- a) Träpelare i direktkontakt med betong. Lösningarna b) och c) kan användas i fuktiga förhållanden, som till exempel utomhus.
- b) Träpelare på ett fundament av stål och betong.
- c) Träpelare på ett fundament av enbart stål.



Figur 15.11 Beslag i änden av en trädel (pelare, ram eller båge).

- a) Vattenansamling innanför stålbeslaget.
- b) Beslag med självborrande träskruvar i vinkel och fuktspärr i ändträet; pelaren är upplyft från fundamentet vilket möjliggör uttorkning.



Figur 15.12 Skydd för bärande konstruktionsdelar.

a) Med långsgående bakomliggande spikläkt; tillåter inte ordentlig ventilation.

b) Med långsgående bakomliggande spikläkt som inte är kontinuerliga; viss, men begränsad ventilation.

c) Med både långsgående och vertikala bakomliggande spikläkt; ger fullgod ventilation.

Observera att skyddet av limträbalkens ändträyta inte visas här.

15.3.3 Beklädnad av bärande konstruktionsdelar

Utsatta trädelar skyddas ofta med utvändiga panelbrädor, som har tjocklek mellan 22 – 34 mm och bredd 145 – 195 mm. För att undvika att panelbrädorna vrider sig för mycket bör man välja förhållandet mellan bredden och tjockleken till maximalt 8. Panelbrädorna kan monteras liggande eller stående; i vardera fallet är det viktigt att man säkerställer tillräcklig ventilation mellan panelbrädorna och den konstruktionsdel som ska skyddas.

Tillräcklig ventilation fås om panelbrädorna slås mot bakomliggande spikläkt. Ofta placeras underslagen som visas i *figur 15.12*. Om spikläkten monteras som i *figur 15.12 a)* blir ventilationen inte tillräcklig. Spikläkten enligt *figur 15.12 b)* tillåter något bättre ventilation. Den bästa lösningen visas i *figur 15.12 c)* där bakomliggande spikläkt slås både vågrätt och lodrätt, vilket ger tillräcklig ventilation.

Observera att limträets ändytor alltid ska skyddas ordentligt, till exempel med plåtinklädnad eller panelbrädor som fästs i underslagen så att tillräcklig ventilation garanteras.

15.4 Sammanfattning

Illustrationerna i detta kapitel (15) visar exempel på både korrekt och inkorrekt detaljutformning för limträkonstruktioner. Avsikten med de valda exemplen är att lyfta fram följande sju grundprinciper:

1. Tillåt limträets dimensionsändringar som förorsakas av fuktvariationer.
2. Undvik detaljutföranden som ger upphov till dragspänningar vinkelrätt mot fiberriktningen, som ofta leder till sprickbildning.
3. Undvik fuktfickor i förbanden.
4. Säkerställ tillräcklig ventilation.
5. Placera inte limträ i direktkontakt med murade konstruktioner, betong eller någon annan möjlig fuktkälla.
6. Undvik excentricitet i förbanden.
7. Minimera utomhusexponering av ändträ.

Limträ och brand

16.1 Brännbarhet och termisk nedbrytning 236

16.1.1 Brännbarhet 237

16.1.2 Termisk nedbrytning 237

16.1.3 Förändringar i trämaterialens egenskaper vid förhöjd temperatur 238

16.2 Brandteknisk dimensionering 239

16.3 Beräkning av brandmotstånd enligt Eurokod 5 241

16.4 Förbandens brandmotstånd 243

16.5 Brandskydd av träkonstruktioner 246

16.5.1 Skydd av enskilda konstruktionsdelar 246

16.5.2 Skydd av förband 247

16.6 Dimensionering och utförande 250

16.7 Brandmotstånd hos infästningsdetaljer och förband – några generella lösningar 252

16.7.1 Förband 252

16.7.2 Pelarfot 252

16.7.3 Pelartopp 253

16.7.4 Anslutning av sekundärbalk 254

16.7.5 Balkskarv 255

16.7.6 Nockskarv 255

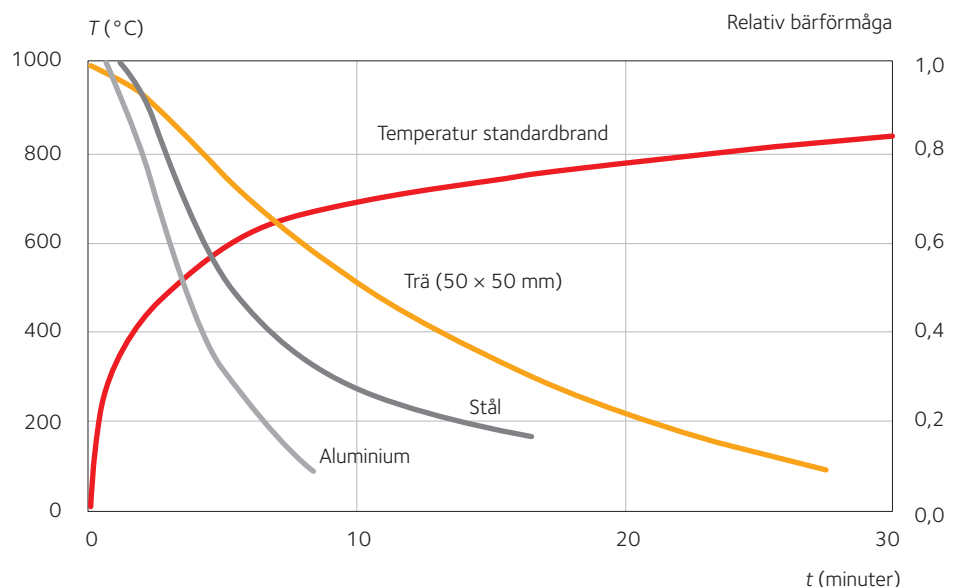
16.7.7 Dragband av stål 255

16.1 Brännbarhet och termisk nedbrytning

Limträ är ett brännbart material, men kan ändå uppnå höga brandmotstånd genom sina unika egenskaper.

De mekaniska egenskaperna hos konstruktionsmaterial förändras när de utsätts för brand, *se figur 16.1*. Parametrarna är uppmätta i relation till konstruktionsdelarnas bärförmåga. För andra material än trä har konstruktionsdelens storlek och form ingen signifikant inverkan. Dessa material kan därför, oberoende av tiden, antas ha en jämn temperatur över hela tvärsnittet som är något lägre än omgivningens temperatur. Det är därför korrekt att anta att dessa materials egenskaper varierar på motsvarande sätt. I trä däremot ökar temperaturen inte signifikant innanför det förkolnade skiktet och materialegenskaperna förblir därför oförändrade.

Trä har ett annat beteendemönster, det som händer är att träkonstruktionens initialtvärsnitt (här 50 × 50 mm) blir mindre vid brand. Fördelen med trä är således den långsamma och förutsägbara förändringen av tvärsnittet vid brand.



Figur 16.1 Förändring av några konstruktionsmaterials mekaniska egenskaper vid standardbrand.

16.1.1 Brännbarhet

Trä är ett organiskt material med ursprung från växtriket som är brännbart och kan därför fullständigt förstöras vid brand. Det förlorar sina fysikaliska och mekaniska egenskaper om det tillräckligt länge utsätts för tillräckligt mycket värme. Detta är en direkt följd av dess kemiska uppbyggnad; trä består till nästan 50 procent av kol.

När trä brinner sker en termisk nedbrytning av dess beståndsdelar. Denna process är komplicerad och resulterar i över 200 kemiska föreningar. Men eftersom trä till största delen består av cellulosa, hemicellulosa (polysackarider med lägre molekylvikt än cellulosa) och lignin, beror förbränningen på dessa beståndsdelars termiska nedbrytning.

Man ska ändå komma ihåg att träets beteende vid brand inte enbart kan förklaras med den kemiska uppbyggnaden. Materialets diskontinuitet har en viktig roll, i synnerhet i det skede när bärförmågan håller på att ta slut.

Två limträbalkar av gran med samma uppbyggnad och med samma last som båda utsätts för en standardbrand enligt SS-EN 1363-1 (tidigare ISO 834), visar helt olika beteenden. Den ena balken förlorar inte bärförmågan innan provningen avbryts när den största tillåtna nedböjningen inträffar, *se figur 16.2*, medan den andra balken förlorar bärförmågan mycket tidigare, *se figur 16.3*.

Detta beteende beror helt klart på att den ena balken har en kvist i den tredje lamellen. Före branden har kvisten försumbar effekt, men den blir ödesdiger vid brand när de yttre lamellerna förkolnats.

16.1.2 Termisk nedbrytning

Termisk nedbrytning, så kallade pyrolysreaktioner, är energikrävande och nedbrytningsprodukterna oxideras i den heta omgivningen och avger mycket energi, eller bryts ner ytterligare till kolmonoxid, CO, koldioxid, CO₂, och vattenånga, H₂O. Dessa är de huvudsakliga nedbrytningsprodukter som träet bildar. Följaktligen är förbränningen självunderhållande när en viss temperatur har uppnåtts.

Tabell 16.1 visar schematiskt vad som händer i trä när temperaturen och tiden ökar. SS-EN 1995-1-2 anger isotermen 300 °C i trätvärnsnittet som gräns mellan förkolnat och opåverkat trä.

Förbränningen och den termiska nedbrytningen fortskrider inåt i träet från de brandexponerade ytterytorna med en bestämd ändlig hastighet, *se figur 16.4*. Om de omgivande förhållandena är lika beror denna hastighet huvudsakligen på densitet och träslag. Av de omgivande faktorerna har temperatur, värmestillskott och ventilation störst betydelse.

Materialets fuktkvot och eventuella behandlingar är också viktiga. Därför kan man säga att vid brand är djupet av det förstörda materialet (kolskiktet) ungefär proportionellt med exponeringstiden, eller mera noggrant, tiden under vilken förkolningsprocessen har pågått. Det opåverkade träets temperatur är under 100 °C, förutom i ett tunt skikt (10 – 20 mm) närmast pyrolyszonen, *se figur 16.4*.



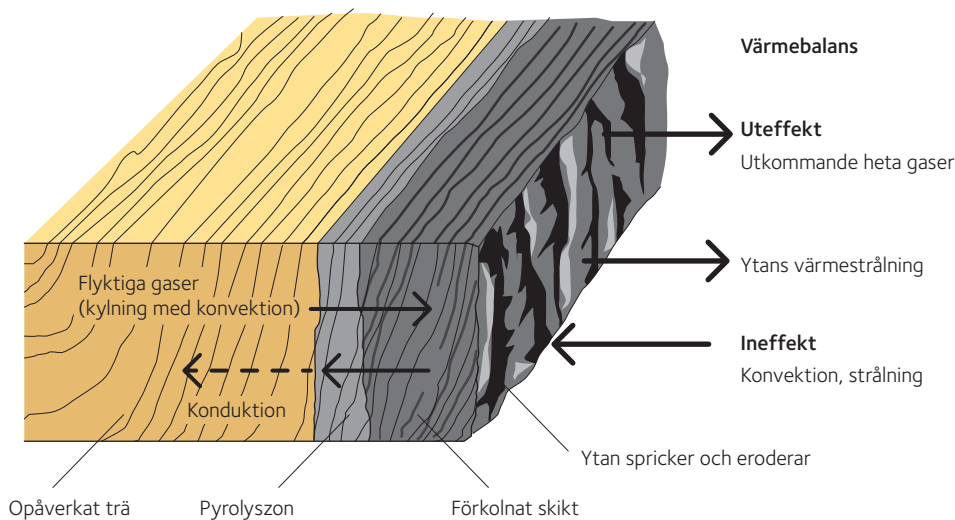
Figur 16.2 Limträbalk utan betydande diskontinuitet efter brand.



Figur 16.3 Limträbalk med betydande diskontinuitet vid kvist i den tredje lamellen efter brand.

Tabell 16.1 Termisk nedbrytning.

Temperatur (°C)	Fenomen
20	Rumstemperatur
100	Vatten avdunstar
120	Ligninet plasticeras
170	Termisk nedbrytning börjar
Över 170	Nedbrytningsprodukter brinner
300	Förkolningen börjar



Figur 16.4 Fenomen vid förkolningsprocessen.

16.1.3 Förändringar i trämaterialens egenskaper vid förhöjd temperatur

Trä har låg värmeledningsförmåga. Under brandförloppet överförs en betydande andel av värmen via massöverföring, med hjälp av de heta brandgasernas diffusion. Detta bekräftas av de signifikant olika förkolningshastigheterna i träslag med nästan samma densitet som till exempel bok och ek, men med en signifikant skillnad i gas- och ångpermeabilitet.

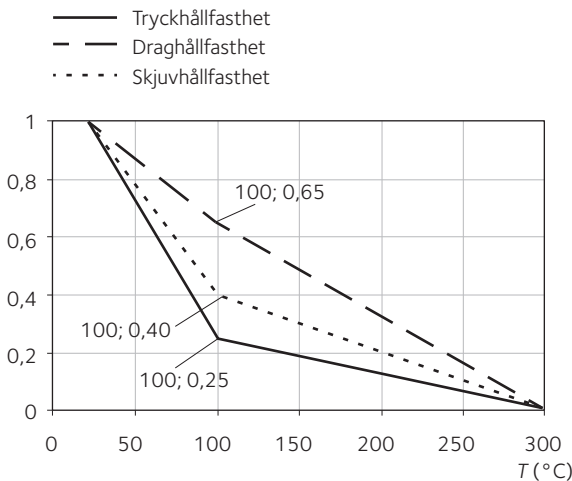
När dessa gaser rör sig inåt stiger temperaturen tills träet börjar brytas ner och förkolna, medan de i den förkolnade zonen dämpar temperaturhöjningen i det glödande kolskiktet.

Innanför den förkolnade zonen är temperaturen i princip oförändrad, därför kan träets goda beteende förklaras av:

- den mekaniska stabiliteten upp till 110 – 115 °C.
- det förkolnade skiktets isolerande verkan.

Alldeles innanför det förkolnade skiktet finns det ett tunt skikt där temperaturen inte är tillräckligt hög för att förkolningen ska börja, men träets egenskaper kan vara försämrade. Olika dimensioneringsmetoder används beroende på hur detta skikt beaktas. Detta fenomen inträffar ungefär vid 120 °C, medan träets temperatur vid normala användningsförhållanden ("opåverkat trä" i figur 16.4) inte ändras signifikant.

Eurokod 5 (SS-EN 1995-1-2) anger reduktionskoefficienter för mekaniska egenskaper, se figur 16.5. De är avsevärt mer konservativa än vad man kan hitta i vetenskaplig litteratur, vilket beror på skillnaden i beteende hos små felfria trästycken och konstruktionsdelar.



Figur 16.5 Reduktionsfaktorer för hållfasthet parallellt med fiberriktningen som funktion av temperatur och typ av belastning, enligt SS-EN 1995-1-2 (Bilaga B, Avancerade beräkningsmetoder).

16.2 Brandteknisk dimensionering

Brandteknisk dimensionering av träkonstruktioner kan utföras med skyddande beklädnader och ytbehandlingar. Då kan den skyddade limträbalkens tvärsnitt vara oskadat efter en brand och bärförmågan beror på typ av beklädnad och dess tjocklek. En oskyddad limträbalk har efter samma brand ett reducerat tvärsnitt och därför också reducerad bärförmåga. Verifieringen av bärförmåga vid brottgränstillstånd ska därför utföras med det reducerade tvärsnittet.

Byggnadstekniska framsteg och nya experimentella data har lett till nya tillvägagångssätt och tekniska lösningar i vilka konstruktören är mera direkt inblandad än tidigare.

För att dimensionera en träkonstruktion som är utsatt för brand, analyseras konstruktionens delar genom att lägga på olyckslasten för brand och verifiera att följande villkor uppfylls ¹⁾:

$$A_{d,fi}(t) \leq R_{d,fi}(t)$$

där $A_{d,fi}$ är dimensioneringsvärdet för lastpåverkan vid brand, $R_{d,fi}$ motsvarande bärförmåga vid samma förhållanden och t tiden för brandpåverkan.

Påverkan av de direkta lasterna på konstruktionen beräknas med hjälp av den lastkombination som motsvarar exceptionella dimensioneringssituationer, och kan uttryckas på följande sätt, *se kapitel 2, sidan 28 och kapitel 6, sidan 82*:

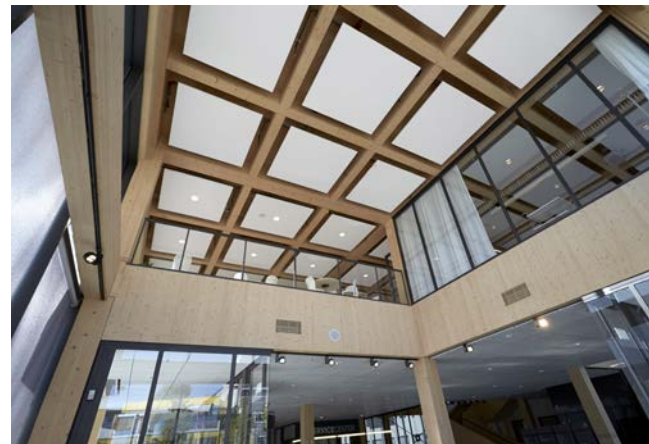
$$1,0 \cdot G_k + 1,0 \cdot P_k(t) + 1,0 \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + 1,0 \cdot \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

där:

- G_k karakteristiskt värde för permanenta laster.
- $P_k(t)$ karakteristiskt värde för förspänningskraften (vanligtvis varierande under brandpåverkan).
- $Q_{k,1}$ karakteristiskt värde för den variabla huvudlasten.
- $Q_{k,i}$ karakteristiska värden för de andra variabla lasterna.
- $\psi_{1,1}$ kombinationsfaktor för den variabla lasten som antas vara huvudlast.
- $\psi_{2,i}$ allmän kombinationsfaktor för de andra variabla lasterna.

Värdena för kombinationsfaktorerna ψ ges som funktion av de olika lastkategorierna för byggnadens olika delar, *se SS-EN 1991-1-1*, och de är vanligtvis mellan 0 och 0,7. Försiktighet bör iaktas när stora laster förekommer i brandfallet, som i bibliotek, arkiv och lagerbyggnader.

Därtill kan en förenklad metod användas vid beräkning av $A_{d,fi}$ när omständigheterna förblir oförändrade vid brand. När man börjar med grundkombinationen av lastvärdena för dimensionering i normaltemperatur A_d , kan värdet för $A_{d,fi}$ beräknas med hjälp av följande ekvation:



Ulls Hus, Uppsala.

16.1

16.2

¹⁾ **Observera** att symbolen E_c används i SS-EN 1995-1-2 för "Dimensionerande lastpåverkan", i stället för symbolen A_d som används i *Limträhandbok*. Ändringen är avsiktligt gjord i detta kapitel (16) för att läsaren inte ska förväxla symbolen A_d med symbolen E_d som i *Limträhandbok* har använts för träets elasticitetsmodul.

$$16.3 \quad A_{d,fi} = \eta_{fi} \cdot A_d$$

Faktorn η_{fi} beror på de olika partialkoefficienterna γ_G och γ_Q som tillämpas på de karakteristiska värdena för de permanenta och variabla lasterna samt kombinationsfaktorn ψ_{fi} för de frekventa värdena för de variabla lasterna i brandsituationen, antingen $\psi_{1,1}$ för den dominerande variabla lasten eller $\psi_{2,1}$ för den andra variabla lasten, se SS-EN 1991-1-2:

$$16.4 \quad \eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}}$$

där:

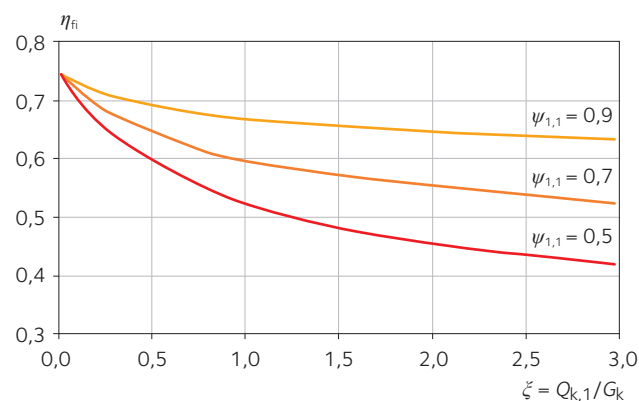
- γ_G partialfaktorn för permanenta laster.
- $\gamma_{Q,1}$ partialfaktorn för den första variabla lasten.

Detta förhållande kan också uttryckas i en annorlunda form:

$$16.5 \quad \eta_{fi} = \frac{1 + \psi_{fi} \cdot \xi}{\gamma_G + \gamma_{Q,1} \cdot \xi}$$

På så sätt är det en funktion av förhållandet $\xi = Q_{k,1}/G_k$.

Figur 16.6 visar η_{fi} som en funktion av förhållandet ξ och för olika värden på kombinationsfaktorn $\psi_{1,1}$, när $\gamma_G = 1,35$ och $\gamma_{Q,1} = 1,5$. Värdena 0,9, 0,7 och 0,5 motsvarar lastkategori E (lagerutrymmen), C/D (samlings- och affärslokaler) och A/B (rum och utrymmen i bostäder och kontorslokaler). Ett stort värde på förhållandet ξ är ofta kännetecknande för så kallade lätta konstruktioner, som träkonstruktioner.



Figur 16.6 Värden för faktorn η_{fi} som funktion av förhållandet mellan permanenta och variabla laster ξ .

16.3 Beräkning av brandmotstånd enligt Eurokod 5

Träkonstruktioners brandmotstånd kan beräknas enligt Eurokod 5 (SS-EN 1995-1-2) med en förenklad metod som ger tillfredsställande dimensioneringsekvationer och verifikationsvillkor. Följande termer används:

- Inbränningsdjup: övergångsområde mellan det förkolnade skiktet och resttvärsnittet.
- Resttvärsnitt: initialtvärsnittet minus tjockleken av det förkolnade skiktet.
- Effektivt tvärsnitt: initialtvärsnittet minus tjockleken av det förkolnade skiktet och ett skikt (d_0) därunder som kompenserar minskningen i hållfasthet och elasticitetsmodul.

I SS-EN 1995-1-2 anges tre olika beräkningsmetoder:

- Metoden med effektivt tvärsnitt.
- Metoden med reducerade egenskaper (reducerad hållfasthet och elasticitetsmodul).
- Avancerade beräkningsmetoder där bland annat temperaturförlopp, tvärsnittets fuktgradient och egenskapsvariationer med temperatur och fuktkvot beaktas.

Den första metoden möjliggör både en enkel analys och samstämmighet med det fysikaliska brandförloppet, därför behandlas den detaljerat här och används i dimensioneringsexemplen i *Limträhandbok Del 3*. För de andra metoderna hänvisas till Eurokod 5.

Eurokod 5 presenterar också olika grader av förenklingar:

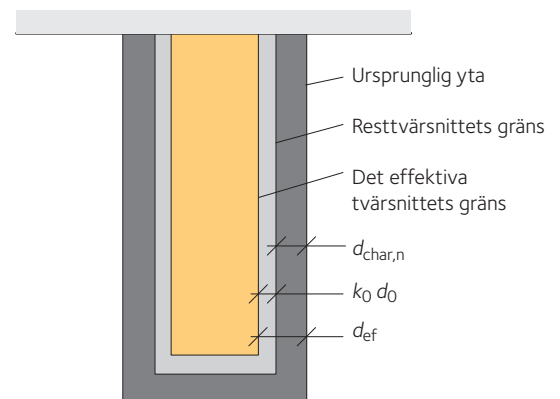
- Analys av hela konstruktionen där villkoret $A_{d,fi} \leq R_{d,fi}$ verifieras; när lasteffekten inte ökar under brandförloppet, vilket vanligtvis är fallet, kan värdet $\eta_{fi} = 0,6$ antas, förutom för variabla laster i kategori E (lagerutrymmen) där det rekommenderade värdet är $\eta_{fi} = 0,7$.
- Analys av en del av konstruktionen, med en ungefärlig utvärdering av de olika konstruktionsdelarnas samverkan.
- Analys av enskilda konstruktionsdelar, där vanliga användningsförhållanden beaktas som initialförhållanden.

I metoden med effektivt tvärsnitt beräknas det effektiva tvärsnittet så att initialtvärsnittet minskas med det effektiva inbränningsdjupet d_{ef} i figur 16.7:

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 \cdot d_0$$

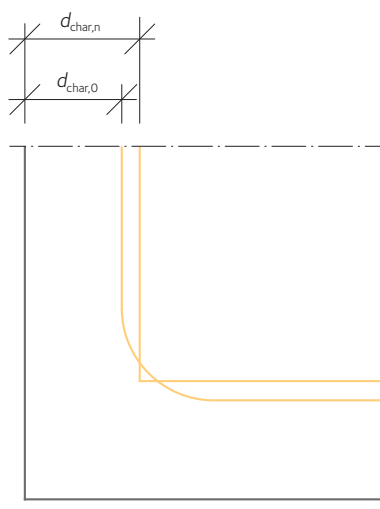
där:

- d_{ef} det effektiva inbränningsdjupet (det som ska subtraheras från tvärsnittets ursprungliga mått vid beräkning av det effektiva tvärsnittet).
- $d_{char,n}$ "faktiskt" inbränningsdjup, $d_{char,n} = \beta_n \cdot t$, där β_n är faktisk inbränningshastighet, som beaktar den negativa inverkan av sprickbildning och avrundning av hörnen, se tabell 16.2, sidan 243, från SS-EN 1995-1-2.
- k_0 koefficient mellan 0 och 1 (definieras senare).
- d_0 7 mm, skikt för att kompensera minskad hållfasthet och elasticitetsmodul.



Figur 16.7 Resttvärsnittet och det effektiva tvärsnittet enligt SS-EN 1995-1-2.

16.6



Figur 16.8 Tvärsnittsminskning på grund av hörnen enligt SS-EN 1995-1-2.

Om hörnet avrundas på grund av samtidig brandpåverkan på dess båda sidor, kan inbränningshastigheten β_0 användas, se figur 16.8.

I en endimensionell brandsituation som till exempel i fallet med limträbalk, kan inbränningsdjupet beräknas med hjälp av inbränningshastigheten β_0 , vilket är nära resultaten vid endimensionell provning, se figur 16.8:

$$16.7 \quad d_{\text{char},0} = \beta_0 \cdot t$$

Avrundningsradien ska antas vara lika med inbränningsdjupet $d_{\text{char},0}$. Detta är tillåtet om tvärsnittets mindre mått har ett värde större än b_{min} enligt:

$$16.8 \quad b_{\text{min}} = \begin{cases} 2 \cdot d_{\text{char},0} + 80 & \text{om } d_{\text{char},0} \geq 13 \text{ m} \\ 8,15 \cdot d_{\text{char},0} + 80 & \text{om } d_{\text{char},0} < 13 \text{ m} \end{cases}$$

Om tvärsnittets mindre mått är eller blir mindre än b_{min} , ska β_n -värdena användas i stället. För limträkonstruktioner används vanligen ekvationen:

$$16.9 \quad d_{\text{char},n} = \beta_n \cdot t$$

Koefficienten k_0 antas vara lika med 1 för brandförlopp längre än 20 minuter, och varierar linjärt från 0 till 1 för tiden från 0 till 20 minuter. Om konstruktionsdelen är skyddad, är den tid som motsvarar värdet $k_0 = 1$ den kortare av följande två: tiden tills den skyddade konstruktionsdelen börjar brinna eller tiden tills skyddet mister sin verkan.

Följande ekvationer gäller för tvärsnittets dimensionerande hållfasthet och elasticitetsmodul samt förbandens bärförmåga:

$$16.10 \quad f_{d,fi} = k_{\text{mod},fi} \cdot \frac{f_k \cdot k_{fi}}{\gamma_{M,fi}}$$

$$16.11 \quad S_{d,fi} = k_{\text{mod},fi} \cdot \frac{S_{05} \cdot k_{fi}}{\gamma_{M,fi}}$$

$$16.12 \quad R_{d,fi} = \eta \frac{R_k \cdot k_{fi}}{\gamma_{M,fi}}$$

där f_k är det karakteristiska (5-procentsfraktilen) värdet för hållfastheten, S_{05} det karakteristiska (5-procentsfraktilen) värdet för modulen (E eller G), och R_k det karakteristiska (5-procentsfraktilen) värdet för förbandets bärförmåga, alla vid normaltemperatur.

Vid beräkning används följande koefficienter:

- k_{fi} modifierar 5-procentsfraktilen till 20-procentsfraktilen; olika värden för konstruktionsvirke (1,25), limträ och träbaserade skivor (1,15), trä mot trä-förband (1,15) och trä mot stål-förband (1,05) ska användas.
- $\gamma_{M,fi}$ partialkoefficienten vid brand (1,0).
- $k_{\text{mod},fi}$ en modifieringsfaktor vid brand som ersätter modifieringsfaktorn k_{mod} vid normal temperatur, se SS-EN 1995-1-1; värdet på $k_{\text{mod},fi}$ för denna beräkningsmetod är 1,0.
- η en reduktionsfaktor som beror på tiden t för brandpåverkan, förklaras i detalj senare.

Tabell 16.2 β_o och β_n -värden för trä och träbaserade material enligt SS-EN 1995-1-2.

Material	β_o (mm/min)	β_n (mm/min)
a) Barrträ och bok		
• Limträ med karakteristisk densitet $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,70
• Konstruktionsvirke med karakteristisk densitet $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,80
b) Lövträ		
• Konstruktionsvirke eller limträ med karakteristisk densitet $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,70
• Konstruktionsvirke eller limträ med karakteristisk densitet $\geq 450 \text{ kg/m}^3$	0,50	0,55
c) Fanerträ		
• Med karakteristisk densitet $\geq 480 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,70
d) Träpanel och skivor		
• Träpanel	0,90*	–
• Plywood	1,00*	–
• Andra träbaserade skivor än plywood	0,90*	–

* Dessa värden kan tillämpas för en karakteristisk densitet på 450 kg/m^3 och en tjocklek på 20 mm. SS-EN 1995-1-2 har metoder för att beräkna värden för olika densiteter och tjocklekar.

Inbränningshastigheten för limträ är lägre än för konstruktionsvirke av samma träslag. En uppenbar orsak är att limträ är mera homogent. Limträ tillverkning med termoplastiska lim är vanligtvis inte tillåtet, men det krävs ändå försiktighet med värmehärdande lim eftersom några uppnår glasövergångstemperaturen eller bryts ner termokemiskt och förlorar vidhäftningen mot underlaget och eventuellt också skjuvhållfastheten, vid ungefär $150 - 160 \text{ }^\circ\text{C}$.

I en limträbalk kan limfogens nedbrytning under inbränningsdjupet förorsaka:

- en ökning av skjuvspänningar i ett område som både i restvärmsnittmetoden och det effektiva tvärsnittets metod bidrar till balkens bärförmåga och styvhet.
- som en följd därav en separation av lamellerna vilket skulle lämna limfogarna oskyddade mot värmepåverkan och på så sätt påskynda den ovan beskrivna processen, vilket skulle leda till hålbildning i ytan. Detta är sannolikt orsaken till en ökad inbränningshastighet vid standardbrand som några forskare har observerat i limträ i det område där skjuvspänningarna är som störst.



Sahlgrenska sjukhuset, Göteborg.

16.4 Förbandens brandmotstånd

I träkonstruktioner används ofta mekaniska fästdon och i allt större grad i nyare limträkonstruktioner. Sådana förband är väsentliga för konstruktionens statiska beteende. För att kunna beräkna en konstruktions bärförmåga vid brand måste man därför kunna utvärdera förbandens beteende.

Förbandsdelar och andra konstruktionsdelar av stål är ofta från brandteknisk synpunkt de svagaste punkterna i en konstruktion. Förband av stål ökar värmeledningen in i trämaterialen och alla stålkomponenter kan, på grund av värmeutvidgning, deformeras och försvaga konstruktionens stabilitet.

Tabell 16.3 De oskyddade förbandens brandmotstånd när sidostyckena är av trä enligt SS-EN 1995-1-2.

Förband med trä mot trä	$t_{d,fi}$ (min)	Villkor
Spikar	15	$d \geq 2,8$ mm
Träskruvar	15	$d \geq 3,5$ mm
Skruvar	15	$t_1 \geq 45$ mm
Dymlingar	20	$t_1 \geq 45$ mm
Förband med tandbrickor och motsvarande enligt SS-EN 912	15	$t_1 \geq 45$ mm

t_1 = Sidostyckets tjocklek
 d = Fästdonets diameter

16.13

$$a_{fi} = \beta_n \cdot k_{flux} \cdot (t_{req} - t_{d,fi})$$

där koefficienten k_{flux} introduceras, vilken också beaktar det ökade värmeflödet som fästdonet av stål förorsakar. k_{flux} antas vanligtvis vara 1,5. Därtill är enligt *tabell 16.2*, $\beta_n = 0,70$ mm/min för limträ.

En annan metod förekommer där tiden för brandmotstånd för ett skjvbelastat fästdon beräknas som funktion av reducerad bärförmåga. Fästdonets dimensionerande bärförmåga vid brand $R_{v,k,fi}$ kan beräknas med hjälp av bärförmågan vid skjuvning $R_{v,k}$ under normala förhållanden, beräknad enligt Eurokod 5, med hjälp av följande ekvation:

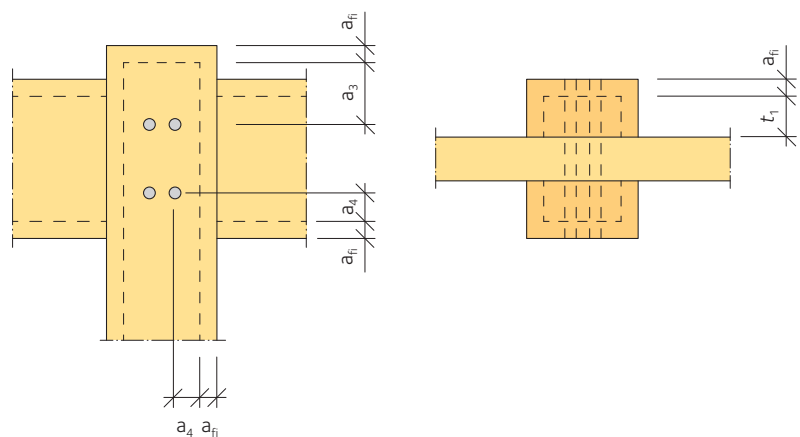
$$16.14 \quad R_{v,k,fi} = \eta \cdot R_{v,k}$$

där $\eta = e^{-k \cdot t_{d,fi}}$ och k beror på förbandstypen, enligt *tabell 16.4*, *sidan 245*.

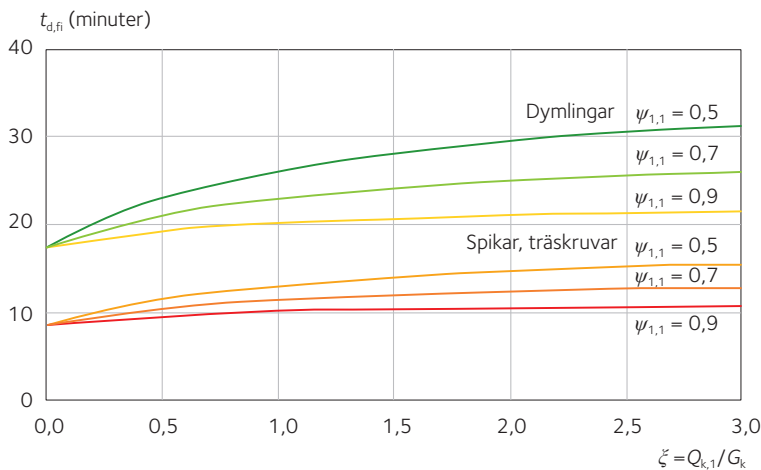
Följaktligen, kan brandmotståndet för ett oskyddat skjvförband beräknas enligt följande:

$$16.15 \quad t_{d,fi} = \frac{1}{k} \ln \left(\frac{\eta_{fi} \cdot \gamma_{M,fi}}{\gamma_M \cdot k_{fi}} \right)$$

där γ_M är partialkoefficienten för fästdonets bärförmåga vid normala förhållanden (se *Eurokod 5*), $\gamma_{M,fi}$ är partialkoefficienten för fästdonets bärförmåga vid brand och η_{fi} är den tidigare introducerade faktorn för dimensionerande last i brandfallet, se *ekvation 16.5*, *sidan 240*.



Figur 16.9 Förenklad dimensionering av förband med dymlingar, spikar eller träskruvar med försänkt skalle, när tiden för brandmotstånd $t_{req} \leq 30$ minuter, enligt SS-EN 1995-1-2.



Figur 16.10 Brandmotstånd för oskyddade skjuvbelastade trä mot trä-förband som funktion av ζ .

Oskyddade förband har nästan aldrig bättre brandmotstånd än 30 minuter. I figur 16.10 visas brandmotstånd för oskyddade skjuvbelastade trä mot trä-förband och de är beräknade utgående från k -värdena i tabell 16.4 och ekvation 16.15, sidan 244, och under antagande att $\gamma_M = 1,3$ och $k_{fi} = 1,15$. Brandmotståndet är en funktion av ζ och figuren bekräftar att oskyddade förband sällan kan uppnå en bättre brandklass än R30.

För att enkelt uppnå brandmotståndsklass R45 eller R60 för förband måste byggnadskonstruktören således i ett tidigt skede beakta möjligheten att skydda förbanden eller utforma förbanden dolda.

Tabell 16.4 Värderna på parametern k som används i ekvation 16.15, sidan 244, enligt SS-EN 1995-1-2.

Förbandstyp	k	Längsta brandmotståndstid (min) för parametern k när förbandet är oskyddat
Spikar och träskruvar	0,080	20
Trä mot trä med skruvar ($d \geq 12$ mm)	0,065	30
Stål mot trä med skruvar ($d \geq 12$ mm)	0,085	30
Trä mot trä med dymlingar* ($d \geq 12$ mm)	0,040	40
Stål mot trä med dymlingar* ($d \geq 12$ mm)	0,085	30
Andra fästdon (mellanläggsbrickor enligt SS-EN 912)	0,065	30

* Värderna för dymlingar får användas om det finns en skruv per fyra dymlingar. När dymlingarna sticker ut från trä mer än 5 mm ska k -värdena för skruvar användas.



Idrottshall Östersund Arena, Östersund.

16.5 Brandskydd av träkonstruktioner

16.5.1 Skydd av enskilda konstruktionsdelar

För att skydda träkonstruktioner för brand är de mest använda metoderna:

- Passivt skydd med ett kompakt ytskikt av något material vars enda funktion är att isolera trämaterialiet från värmepåverkan.
- Behandlingar som direkt påverkar materialets förbränningsprocess och innebär att brandskyddskemikalier tillsätts i träet eller på dess ytor och förhindrar eller fördröjer träets antändning och förkolning.

Brandskyddsmedlen som tillsätts i trämaterialiet innehåller vanligtvis kemikalier som kan:

- hämma oxidering genom att neutralisera fria radikaler, som kan reagera med syre, O, som till exempel H-, OH- eller motsvarande, eller genom att frigöra inerta radikaler som halogenföreningar (som dock bör undvikas av miljö- och hälsoskäl).
- utveckla icke-brännbara gaser som späder ut de gaser som bildas vid termisk nedbrytning av trä och på så sätt förhindra att de antänds. Exempel är ammoniumfosfater som vid en viss temperatur bryts ner till reaktiva gaser som ammoniak, vilka ändrar sammansättningen av luft-bränsleblandningen och på så sätt förhindrar flamspridning.

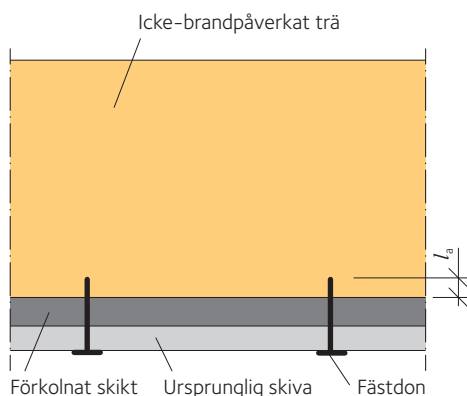
Denna typ av brandskyddsmedel kan ge en bättre ytskiktssklass, men påverkar normalt inte förkolningen av trä och påverkar därför inte en träkonstruktions brandmotstånd.

För ytbehandling kan man antingen använda sig av icke-svällande föreningar vars komponenter under värmeverkan avger icke-antändliga gaser eller radikaler som förhindrar oxidationsprocessen i gasfasen och sålunda släcker flammorna (ungefär som vid impregnering), eller svällande system. Svällande system består av ett bindemedel, komponenter som bildar ett ytskikt och ger vidhäftning. Ytskiktet expanderar under värmepåverkan. Svällande system bygger på så sätt upp ett "skum" som stelnar till ett lätt, eller beroende på den kemiska kompositionen, hårt skikt med låg värmeledningsförmåga, vilket gör att det fungerar som ett isoleringsmaterial. Ett sådant skikt kan fördröja att förkolningen startar och på så sätt bidra till ökat brandmotstånd.

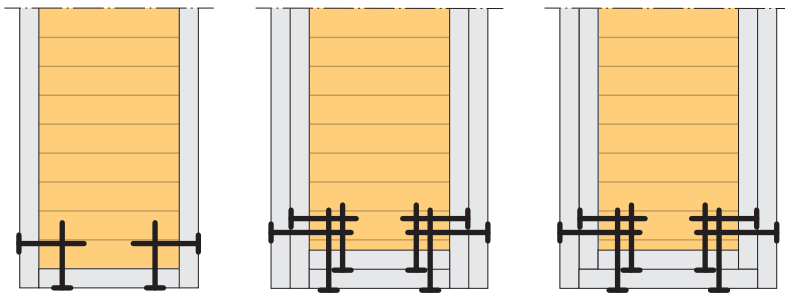
Passivt skydd med hjälp av isoleringsskivor kräver förutom korrekt dimensionering också omsorgsfullt montage så att bristfällig eller lös fastsättning inte äventyrar skyddets effektivitet.

När man utnyttjar träbaserade skivor eller gipsskivor (typ A eller H enligt SS-EN 520), är det tillräckligt att följa de instruktioner som skivtillverkaren tillhandahåller. När skivor med bättre brandegenskaper (typ F enligt SS-EN 520) används kan konstruktionsdelens eller förbandets brandmotstånd ökas väsentligt. Skivan ska fästas så att fästdonens inträngningsdjup i resttvärsnittet l_a är minst 10 mm, se figur 16.11. I båda fallen är det viktigt att beakta skivornas nedfallstider vid brandpåverkan.

En allmän regel är att en enskild skyddande skiva med tjocklek h_p , som används i en skydds konstruktion med flera skikt, ska fästas i konstruktionsdelen av trä och inte i de andra skivorna, se figur 16.11 och 16.12, så att minimikravet beskrivet tidigare uppfylls. Fästdonens



Figur 16.11 Infästning av gipsskivor i trä, fästdonets inträngningsdjup l_a i icke-brandpåverkat trä, enligt SS-EN 1995-1-2.



Figur 16.12 Exempel på infästning av flerskiktiga brandskyddsbeklädnader, enligt SS-EN 1995-1-2.

inbördes avstånd ska vara minst 60 mm, och inte mer än 200 mm eller $17 h_p$, vilket som är mindre. Fästdonens kantavstånd ska vara minst 15 mm eller $1,5 h_p$, vilket som är mindre, och inte större än $3 h_p$.

16.5.2 Skydd av förband

Bärförmågan vid brand hos förband kan i brist på bättre information antas vara densamma som för oskyddade förband, alltså vanligtvis under 30 minuter, se avsnitt 16.4, sidan 243. Dimensionering av förband och förbandets skydd med avseende på brand är ytterst viktigt.

När förbanden är skyddade med träbaserade skivor eller gipsskivor (typ A eller H enligt SS-EN 520) fördröjer skyddsskiktet början av brandinträngningen med tiden t_{ch} som ges av:

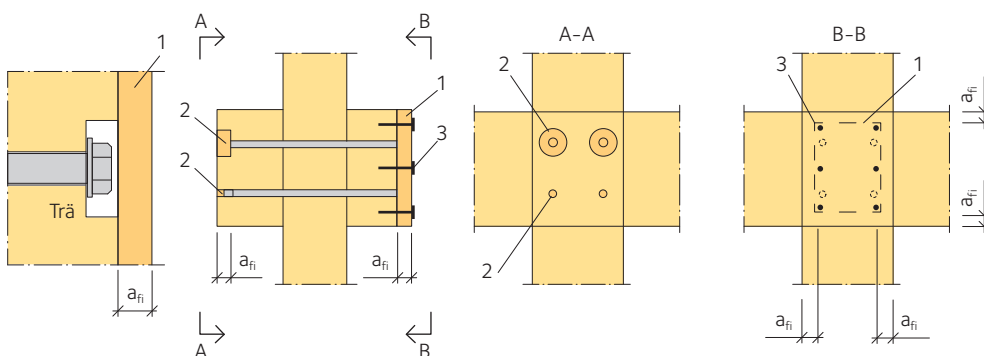
$$t_{ch} \geq t_{req} - 0,5t_{d,fi} \quad 16.16$$

där t_{req} är förbandets erforderliga brandmotstånd och $t_{d,fi}$ det oskyddade förbandets brandmotstånd.

Om skyddet är gjort av gipsskivor av typ F enligt SS-EN 520 fördröjer skyddsskiktet början av brandinträngningen med:

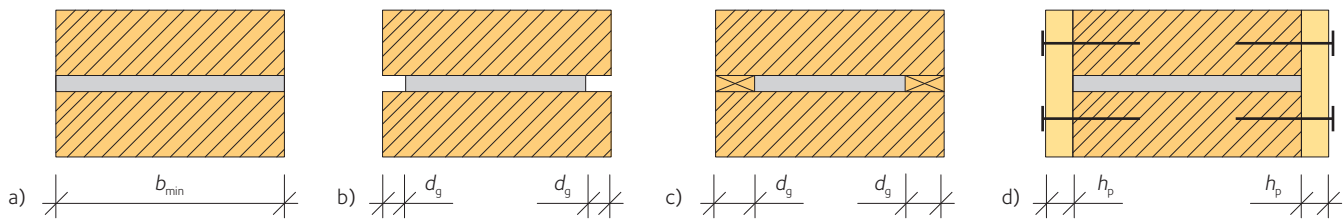
$$t_{ch} \geq t_{req} - 1,2t_{d,fi} \quad 16.17$$

Skyddet måste hållas på plats åtminstone tills inbränningen i träet börjar, alltså till tiden t_{ch} . Skivorna och deras infästning ska därför uppfylla vissa minimikrav, se figur 16.13.



Figur 16.13 Skydd för skruvar och dymlingar.

1. Detalj av skydd med skiva.
2. Inlimmade träpluggar.
3. Infästning av skivor (modifierad från SS-EN 1995-1-2).



Figur 16.14 Kantskydd för inslitsade plåtar.
 a) Oskyddad plåt,
 b) plåten skyddas av luftspalt,
 c) med inlimmad fyllnadslast,
 d), med skivor, enligt SS-EN 1995-1-2.

Tabell 16.5 Bredden på stålplåtar med oskyddade kanter.

	Brandklass	b_{\min} (mm)
Oskyddade kanter (i allmänhet)	R 30	200
	R 60	280
Oskyddade kanter (vid 1 eller 2 sidor)	R 30	120
	R 60	280

Skydd för skruvskallar och muttrar ska ha en tjocklek som är minst a_{fi} , se *ekvation 16.13, sidan 244*. Fästdonens kantavstånd ska inte vara mindre än a_{fi} , deras inbördes avstånd får inte vara större än 100 mm vid kanten och 300 mm för inre fästdon. Träskruvarnas eller spikarnas inträngningsdjup får inte vara mindre än 6 gånger diametern (skivor av typ A och H); för gipsskivor av typ F ska inträngningsdjupet i opåverkat trä vara minst 10 mm vid tiden t_{req} .

För förband med inslitsade stålplåtar med en tjocklek på minst 2 mm som inte har utstickande delar utanför träytan, se *figur 16.14 a)*, ger *tabell 16.5* den minsta tillåtna plåtbredden.

Stålplåtar som är smalare än trädelarna anses vara skyddade, och minimibredden i *tabell 16.5* behöver inte följas, om:

- plåttjockleken ≤ 3 mm och kanterna är oskyddade, där d_g är större än 20 mm (R 30) eller 60 mm (R 60), se *figur 16.14 b)*.
- plåtar med skyddade kanter (trä- eller skivfyllnad) där tjockleken d_g eller $h_p \geq 10$ mm (R 30) eller 30 mm (R 60), se *figur 16.14 c)* och *16.14 d)*.

Skydd med yttre stålplåtar (som ska dimensioneras enligt Eurokod 3, SS-EN 1993-1-2) har lågt brandmotstånd, vanligtvis mindre än 20 – 30 minuter, trots att deras yta i kontakt med trä kan antas vara icke utsatt. Därför är det bättre att använda trä eller träbaserade skivor i stället för stålplåtar. Stålplåtar kan övervägas om de fullständigt (både sidor och kanter) täcks av konstruktionsdelar vars minsta storlek a_{fi} är:

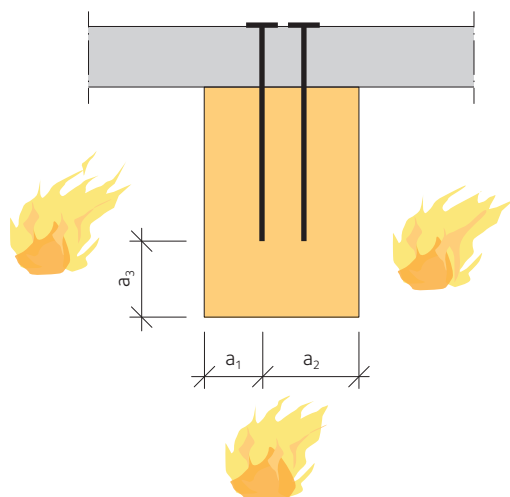
$$16.18 \quad a_{fi} = \beta_n \cdot k_{flux} \cdot (t_{req} - 5)$$

Ekvationen är analog med *ekvation 16.13, sidan 244*, om stålplåtens brandmotstånd är 5 minuter.

Brandmotståndet för axiellt belastade träskruvar som skyddas mot brand av trä, se *figur 16.15*. Träets skyddsverkan när $a_2 \geq a_1 + 40$; $a_3 \geq a_1 + 20$; $a_1 \geq \beta \cdot t_{d,fi} + 28$ (med a_1 , a_2 , a_3 i mm och β vanligtvis antagen att vara 1 mm/min) kan η (parameter i *ekvation 16.12*) antas vara 1,0 och träets skyddsverkan på förbandet anses vara tillräcklig.

För att skydda träförband är det därför viktigt att trädelarnas brandmotstånd är signifikant. Skyddsverkan kan uppnås med avskärmning, som är mycket effektiv antingen när förbandet inte kan placeras innanför trädelen, se *figur 16.16, sidan 249*, eller när utsatta förband gjorda av T-profil ska skyddas. *Figur 16.16* och *16.17 b)*, *sidan 249*, hänvisar till kraven för klass R60.

För förband mellan primärbalkar och sekundärbalkar, se *figur 16.17, sidan 249*, marknadsförs olika T-formade byggbeslag som är avsedda att sättas in i en konstruktionsdel av trä för att uppnå en mera estetisk effekt, se *figur 16.17 c)*, *sidan 249*, och *kapitel 14, sidan 198*.



Figur 16.15 Definition av avstånd för axiellt belastade träskruvar, enligt SS-EN 1995-1-2.



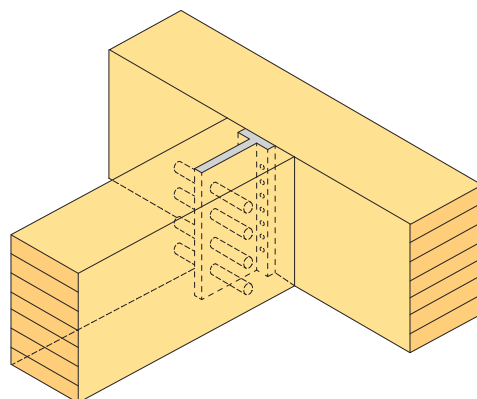
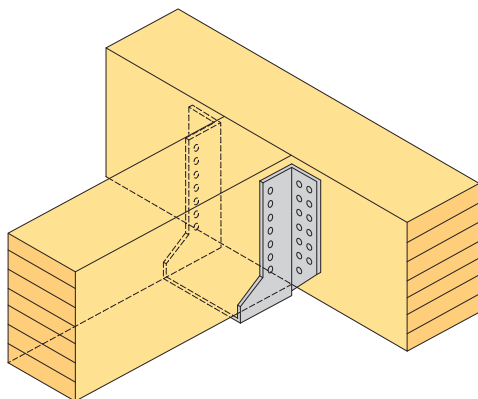
Figur 16.16 Anslutningar som kan behöva brandskyddas med hjälp av obrännbar skiva.



a)



b)

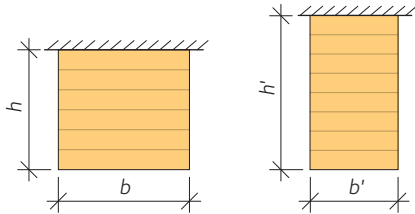


c)

Figur 16.17

- a) Förband mellan sekundärbalk och primärbalk,
- b) skyddad med obrännbar skiva,
- c) alternativ för ett mera estetiskt förband mellan sekundärbalk och primärbalk.

16.6 Dimensionering och utförande



Figur 16.18 "Brett" och "smalt" limträtvärsnitt.

Dimensionering och utförande av limträbalkar och limträpelare kan vara avgörande för att uppnå önskat brandmotstånd.

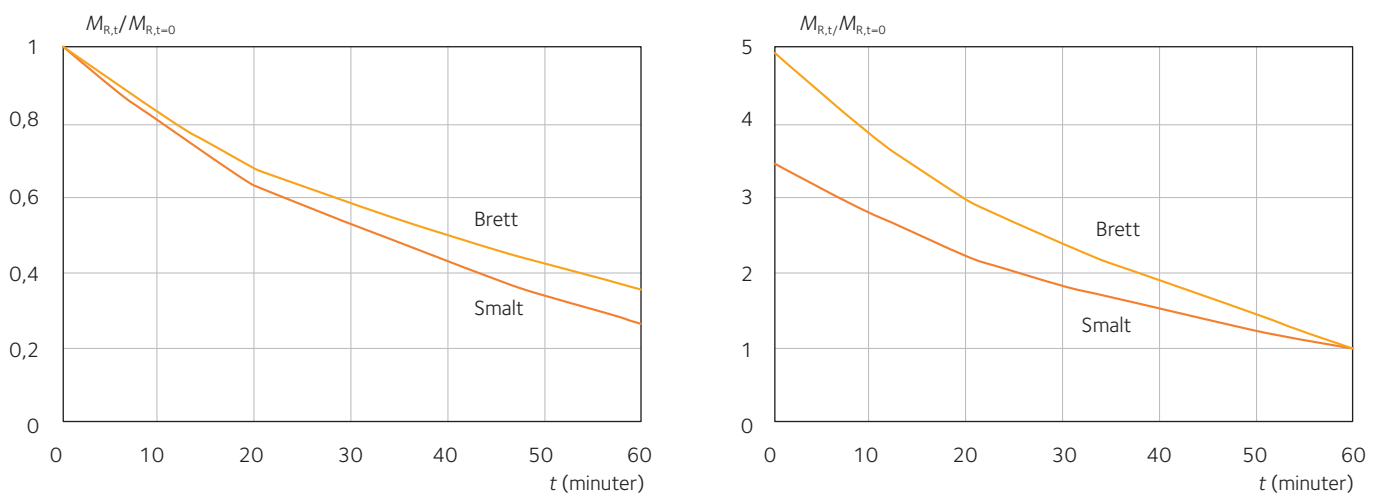
För det första ska man överväga förhållandet mellan den brandpåverkade balkens tvärsnittsbredd och -höjd. Som exempel kan man ta två limträtvärsnitt som är utsatta för brand på tre sidor och som har olika förhållanden mellan bredd och höjd men samma böjmotstånd. De har då samma bärförmåga vid böjmoment under normala förhållanden, se figur 16.18. Dessa tvärsnitt kallas här för "brett" och "smalt".

Figur 16.19 visar olika beteende under brandpåverkan för "brett" (med stort förhållande mellan bredd och höjd) och "smalt" (med litet förhållande mellan bredd och höjd) tvärsnitt. Det smala tvärsnittet är typiskt för en limträbalk.

För större bredd-höjdförhållanden visar kurvorna en mindre brant nedgång och därför förlorar det breda tvärsnittet bärförmågan något långsammare än det smala, se figur 16.19, vänster. I exemplet är balkstorlekarna 220 × 240 mm ("brett" tvärsnitt) och 160 × 280 mm ("smalt" tvärsnitt) och beräkningarna har gjorts enligt metoden för effektiva tvärsnitt (med en korrektion på ungefär 1 procent för att ge de båda tvärsnitten samma initialbärförmåga vid böjmoment).

Anta att en viss bärförmåga krävs vid tiden t från början av brandpåverkan. Om man har två tvärsnitt med samma bärförmåga efter en given tid (till exempel $t = 60$ minuter) så har ett smalt tvärsnitt hela tiden före tidpunkten t bättre bärförmåga vid böjmoment. Fortsättningsvis innebär valet av ett smalt tvärsnitt bättre bärförmåga ända till tiden t . Linjerna i figur 16.19, höger har samma bärförmåga efter tiden $t = 60$ minuter för limträ när initialtvärsnitten är 200 × 200 mm ("brett" tvärsnitt) och 140 × 280 mm ("smalt" tvärsnitt). Också i detta fall gjordes en liten korrektion (ungefär 1 procent) för att de två tvärsnitten skulle ha samma slutliga bärförmåga vid böjmoment.

Det är också utomordentligt viktigt att ta hänsyn till beteendet av axiellt tryckta limträpelare för vilka stabilitet mot knäckning blir viktigt under brandpåverkan, vanligtvis från alla fyra sidor.



Figur 16.19 Förminskning av bärförmågan mot böjmoment för "brett" och "smalt" limträtvärsnitt.

När pelaren är kontinuerlig över flera våningsplan (olika brandceller) och när den är en del av en stabiliserad ram, kan man anta fördelaktigare randvillkor än vid dimensionering vid normal temperatur. I de mellanliggande våningsplanen kan pelaren antas vara fast inspänd i båda ändarna, medan den i det översta våningsplanet kan antas vara fast inspänd i den nedre änden, se figur 16.20. Pelarlängden L kan antas vara som visas i samma figur.

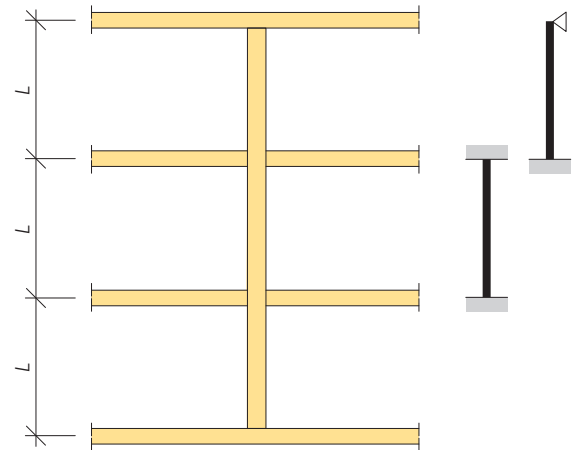
En pelares stabilitet under brandpåverkan kan bli kritisk även när slankhetstalet är litet och det erforderliga brandmotståndet är måttligt.

Några exempel visas i figur 16.21 för limträpelare i hållfasthetsklass GL24h med kvadratisk tvärsnitt med sidlängden 160, 200 och 240 mm och höjden $l_0 = 3\,000$ mm. Motsvarande slankhetstal λ_y är sålunda ungefär 65, 52 och 43. Reduktionsfaktor η_{fi} , se ekvation 16.5, sidan 240, för lastens dimensioneringsvärde har antagits vara 0,5, 0,6 och 0,7. Värdet $\eta_{fi} = 0,6$ rekommenderas i SS-EN 1995-1-2, förutom för variabla laster i kategori E (lagerutrymmen), där det rekommenderade värdet är $\eta_{fi} = 0,7$.

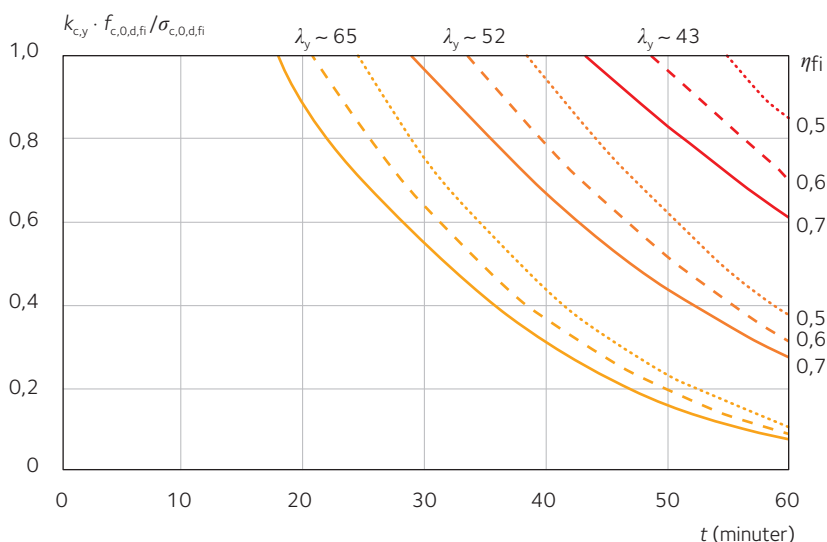
Horisontella koordinaten för varje punkt med vertikal koordinat 1,0 definierar därför, för godtycklig kombination av slankhetstal λ_y och reduktionsfaktor η_{fi} , värdet på brandmotståndet i minuter.

Figur 16.21 visar att endast pelare med slankhetstal λ_y mindre än 50 och $\eta_{fi} \leq 0,6$ tillförsäkrar brandklass R30, medan samma pelare kan uppnå brandklass R60 bara om den ursprungliga spänningsnivån (normala förhållanden) reduceras tillräckligt. En pelare vars slankhetstal från början är $\lambda_y \approx 43$ och reduktionsfaktor $\eta_{fi} = 0,7$ bör till exempel belastas med maximalt 40 procent av dess ursprungliga bärförmåga om brandklass R60 ska uppnås.

Limträpelare bör därför dimensioneras noggrant om bättre brandklass än R30 krävs, eftersom minskningen av tvärsnittets bärförmåga hänger samman med en snabb ökning av slankhetstalet. Konstruktören måste beakta reduktionen av limträpelares bärförmåga vid brand genom att öka pelarens tvärsnittsdimensioner.



Figur 16.20 En kontinuerlig pelares knäcklängd under brandpåverkan, enligt SS-EN 1995-1-2.



Figur 16.21 Brandmotstånd för pelare med olika slankhetstal.

16.7 Brandmotstånd hos infästningsdetaljer och förband – några generella lösningar

Limträelement har utomordentligt goda brandegenskaper, men förbindningar och anslutningar av stål kan vara svaga punkter som ofta behöver brandskyddas för att konstruktionen som helhet ska uppfylla avsedd brandteknisk klass.

Branddelen av Eurokod 5 (SS-EN 1995-1-2) innehåller regler för att beräkna bärförmågan hos både skyddade och oskyddade spik- och skruvförband vid brandpåverkan, men nyanserade metoder saknas för närvarande. Nedanstående lösningar baseras främst på tyska erfarenheter (Kordina et al). Angivna lösningars respektive brandmotstånd måste verifieras från fall till fall gällande dimensioner och mått.

16.7.1 Förband

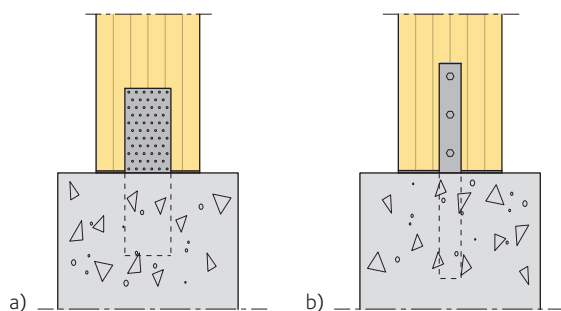
Den karakteristiska bärförmågan hos förbindare av stål (spikar, träskruvar, skruvar och dymlingar) avtar med ökande temperatur på samma sätt som för stålkonstruktioner och kraftöverföring mellan förbindare och förkolnat trä kan inte utnyttjas. I praktiken innebär det att kraftöverförande förband som regel måste brandskyddas, till exempel enligt *tabell 16.6* för att uppnå högre brandteknisk klass än R30.

Symmetriska, tvärkraftsbelastade trä mot trä- eller trä mot stål-förband kan antas uppfylla kraven för R15 utan särskilda åtgärder enligt SS-EN 1995-1-2. Mellanstycken av stål, till exempel inslitsade plåtar, förutsätts därvid vara minst 2 mm och sidostycken minst 6 mm tjocka.

16.7.2 Pelarfot

Ledad pelarfot

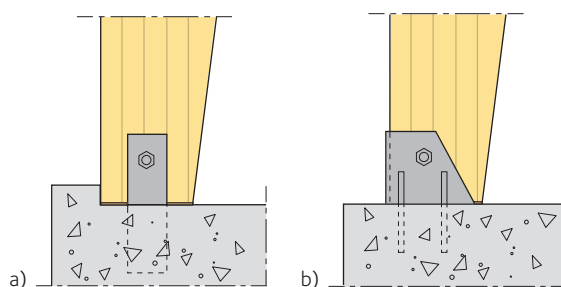
Ledad infästning av pelarfot, där kraftöverföringen i huvudsak sker genom kontakttryck, till exempel enligt *figur 16.22 a)* eller *b)*, bedöms uppfylla kraven för klass R60 utan särskilt brandskydd. Även horisontalkrafter bör kunna tas upp genom anliggning mot betongklack



Figur 16.22 Ledad infästning av pelarfot.

a) Ingjuten spikningsplåt: R60.

b) Ingjuten plattstång och skruv: R60.



Figur 16.23 Ledad infästning av ramfot.

a) Med betongklack: R60.

b) Stålsko: R30.

Tabell 16.6 Exempel på brandskyddsisolering av olika förband. Minsta isolertjocklek i mm.¹⁾

Material	Minimisdensitet, medelvärde (kg/m ³)	Spik-, träskruvs-, skruvförband		Dymlingsförband	
		R30	R60	R30	R60
Träskivor ²⁾	600	19	³⁾	14	³⁾
Plywoodsivor, fanerträ	450	23	³⁾	16	³⁾
Konstruktionsvirke, limträ	350	16	44	10	40
Normalgipsskivor (typ A)	–	12,5	3 × 12,5 ⁴⁾	9	2 × 12,5 ⁴⁾
Brandgipsskivor (typ F)	–	12,5	2 × 12,5 ⁴⁾	12,5 ⁵⁾	2 × 12,5 ⁴⁾
Gipsfiberskivor	–	12,5	3 × 12,5 ⁴⁾	9	2 × 12,5 ⁴⁾
Stenullsskivor	30	60	140	45	125
Stenullsskivor	120	40	80	35	75

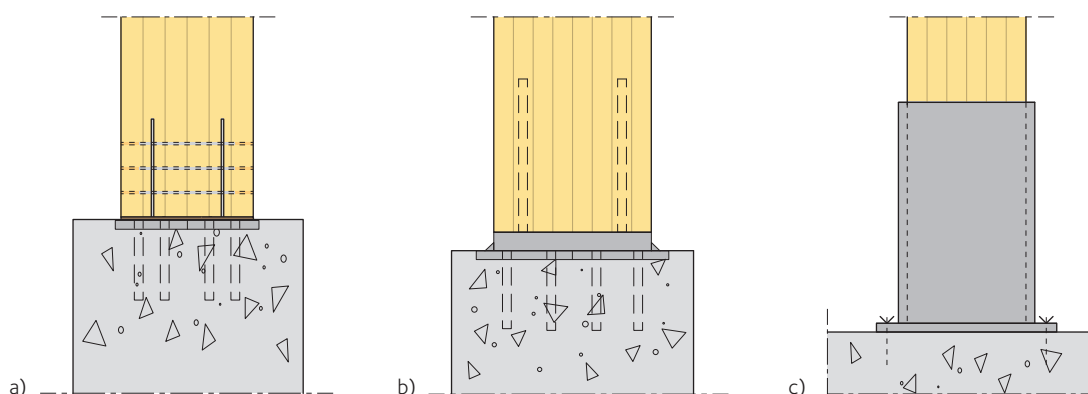
¹⁾ Standardtjocklekar kan vara större.

²⁾ Spånskivor, träfiberskivor, OSB-skivor.

³⁾ Flera skivlag kan beräknas enligt SS-EN 1995-1-2.

⁴⁾ Spikning eller skruvning av varje skivlag.

⁵⁾ Minsta tillgängliga tjocklek i Sverige.



Figur 16.24 Inspänd pelarfot.

- a) Inslitsade stålplåtar och dymlingar: R30 eller R60 beroende på dimensioner.
- b) Inlimmad skruv: R30 eller R60 beroende på dimensioner.
- c) Pelarholk av stål: Brandskyddas.

enligt figur 16.23 a), sidan 252, för att klara R60 utan särskilda åtgärder. Pelarfot med stålsko enligt figur 16.23 b), sidan 252, en vanlig lösning vid treledsramar, bedöms klara R30 utan brandskydd, men stålplåten måste dimensioneras för brandfallet.

Inspänd pelarfot

Inslitsade stålplåtar och dymlingar enligt figur 16.24 a) bedöms uppfylla kraven för R30 och R60 beroende på dimensioner och brandskydd. Inspänd pelarfot med inlimmad skruv enligt figur 16.24 b) bedöms uppfylla kraven för R30 och R60 beroende på dimensioner. Kantavstånden för skruvarna väljs så att de ligger inom det effektiva resttvärsnittet. Vid utförande med stålsockel måste denna brandskyddas.

Pelarholk av stål enligt figur 16.24 c) måste brandskyddas (se till exempel tabell 16.6) om krav ställs på brandteknisk klass.

Vid inspänning med laskar av stålplåt måste dessa brandskyddas, till exempel tabell 16.6, om det ställs krav på brandteknisk klass. Kantavstånd för spik eller skruv med eventuella mellanläggsbrickor väljs så att dessa ligger inom resttvärsnittet.

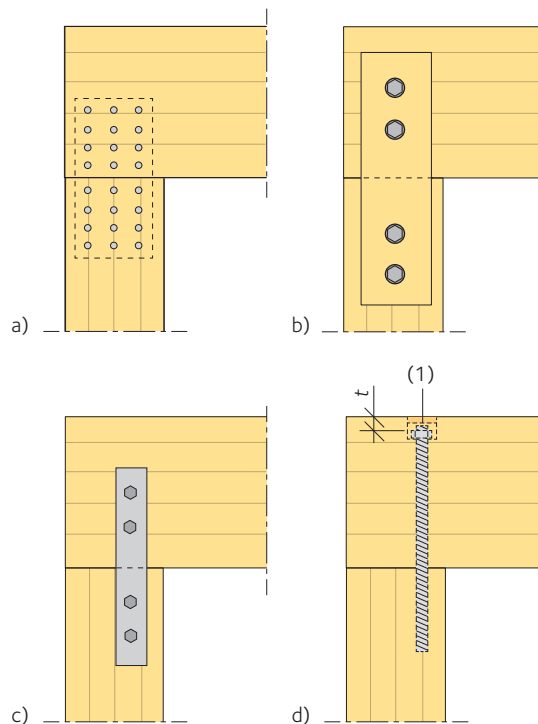
16.7.3 Pelartopp

Inslitsade stålplåtar och dymlingar enligt figur 16.25 a) bedöms uppfylla kraven för R30 och R60 beroende på dimensioner och brandskydd. Limträgaffel enligt figur 16.25 b) bedöms uppfylla kraven för R30 om gaffeln är mer än 25 mm tjock och R60 om gaffeln är mer än 40 mm. För balkar med större höjd än 4 gånger bredden ökas kravet på gaffelns tjocklek på grund av vippningsrisken till 80 respektive 140 mm. Utförandet är inte lämpligt om horisontalkrafter ska överföras vid brandpåverkan.

Infästning med plattstänger av stål enligt figur 16.25 c) bedöms uppfylla kraven för R30 om endast nedåtriktad vertikallast ska överföras och balkens sidostabilitet vid brand säkras genom särskilda åtgärder, till exempel genom att utnyttja anslutande tak- eller väggkonstruktion. För R60 krävs brandskyddsisolering enligt tabell 16.6.

Motsvarande anslutning med spikningsplåtar kräver brandskyddsisolering även i klass R30.

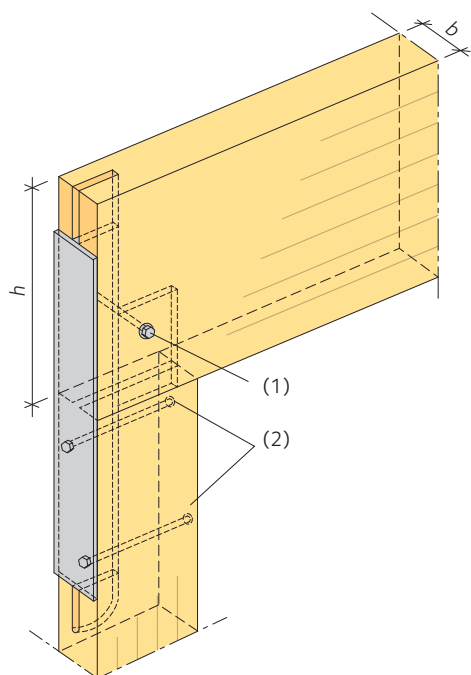
Infästning med inlimmad skruv enligt figur 16.25 d) bedöms uppfylla kraven för R30 eller R60 beroende på dimensioner. Skruvarnas kantavstånd väljs så att dessa ligger inom resttvärsnittet. Balkens sidostabilitet vid brand måste säkras genom särskilda åtgärder, till exempel via vägg- eller takkonstruktion.



Figur 16.25 Pelar-balkanslutning.

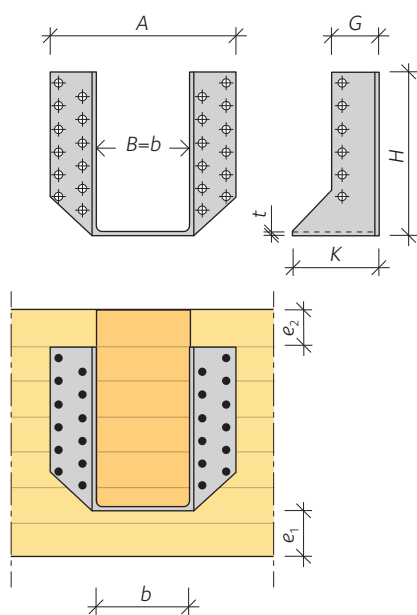
- a) Inslitsade stålplåtar och dymlingar: R30 eller R60 beroende på dimensioner.
- b) Gaffel av limträ: R30 eller R60 beroende på dimensioner.
- c) Plattstänger av stål: R30.
- d) Inlimmad skruv: R30 eller R60 beroende på dimensioner.

16.7 Brandmotstånd hos infästningsdetaljer och förband – några generella lösningar

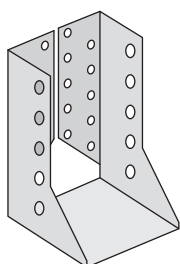


Figur 16.26 Pelar-balkanslutning med inslitsad T-profil: R30 eller R60 beroende på dimensioner.

- 1) Genomgående skruv.
- 2) Genomgående skruv med bricka.



Figur 16.27 Anslutning av sekundärbalk med balksko av standardtyp: R30.



Figur 16.28 Balksko med inåtvända flikar.

Tabell 16.7 Minimimått för klass R30 vid anslutning av sekundärbalk med balksko av standardtyp. Beteckningar enligt figur 16.27 och 16.29.

(mm)	Utnyttjandegrad ¹⁾ 33 procent	Utnyttjandegrad ¹⁾ 75 procent
B	100	120
A	170	200
G	40	44
K	75	85
t	2	2
e ₁	50	100
e ₂	20	30
Spiklängd	75	75
Antal spik (st)		
i primärbalk	2 × 6	2 × 7
i sekundärbalk	2 × 12	2 × 13

¹⁾ Lasteffekten vid brandpåverkan i procent av dimensionerande bärförmåga vid dimensionering utan hänsyn till brand.

Källa: Kordina et al.

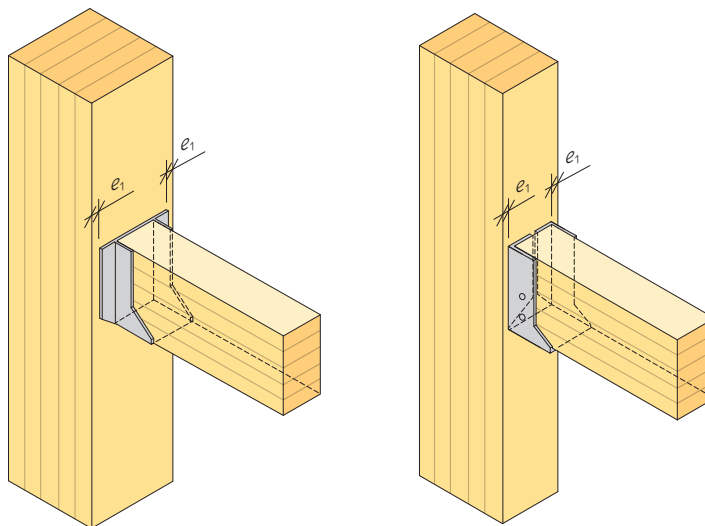
Anslutning med inslitsad T-profil enligt figur 16.26 kan klassificeras i R30 om balkbredden är minst 120 mm och i R60 om den är minst 230 mm. Slitsens bredd får i båda fallen vara högst 10 mm. Vid slanka balkar ($h/b \geq 4$) i klass R60 ska T-profilens baksida brandskyddsisoleras, till exempel enligt tabell 16.6 för att förkolning i slitsen inte ska förorsaka stabilitetsproblem.

16.7.4 Anslutning av sekundärbalk

Balkskor utan brandskyddsisolering, se figur 16.27, kan klassificeras i R30 om utnyttjandegraden är högst 75 procent. Minimimått enligt tabell 16.7 måste dock innehållas och dessutom krävs extra lång spik: 75 mm istället för normalt 40 mm.

Till samma brandtekniska klass hänförs balkskor med inåtvikta flikar enligt figur 16.28 om minimimått enligt tabell 16.7 uppfylls.

Vid anslutning mot pelare enligt figur 16.29 måste kantavståndet e_1 enligt tabell 16.7 innehållas för att brandklass R30 ska uppnås.



Figur 16.29 Kantavstånd vid balk-pelarslutning med balksko av standardtyp: R30 under vissa förutsättningar, se tabell 16.7.

16.7.5 Balkskarv

Skruvad balkskarv enligt *figur 16.30* uppfyller kraven för R30 utan brandskyddsisolering om lasteffekten vid brand är högst 65 procent av dimensionerande bärförmåga vid dimensionering utan hänsyn till brand.

Med brandskyddsisolering enligt *tabell 16.6* uppfylls kraven för R30 även om utnyttjandegraden vid brand är 100 procent.

Beslag enligt *figur 16.31* kräver brandskyddsisolering för att brandteknisk klass ska uppnås. Med isolering enligt *tabell 16.6* uppfylls kraven för R30 om utnyttjandegraden vid brand är högst 65 procent.

16.7.6 Nockskarv

Nockskarv med spikningsplåtar enligt *figur 16.32 a)* kräver brandskyddsisolering enligt *tabell 16.6* för att brandteknisk klass R30 eller R60 ska uppnås.

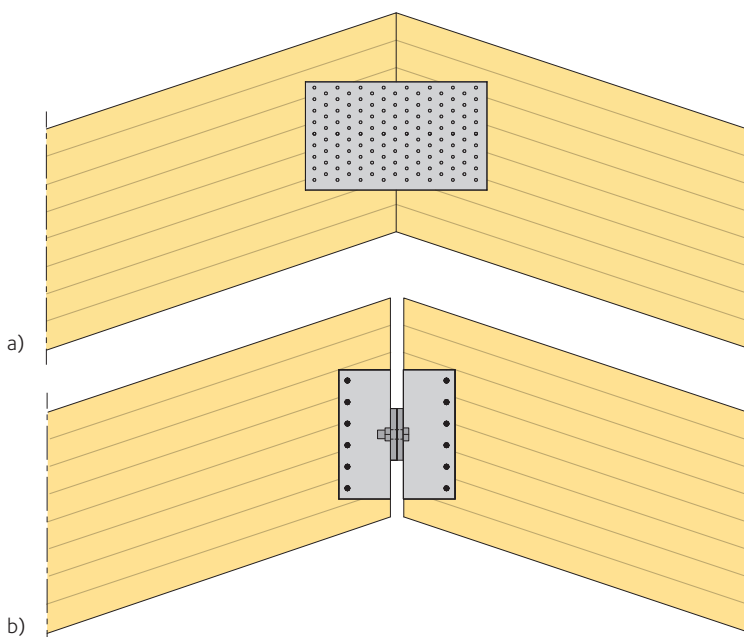
Vid högre utseendekrav kan nockbeslag enligt *figur 16.32 b)* vara ett lämpligt alternativ. Utan brandskyddsisolering bedöms utförandet uppfylla kraven för klass R30. Om mellanrummet mellan balkarna fylls med stenull ($\rho \geq 50 \text{ kg/m}^3$) och beslaget placeras inom det effektiva resttvärsnittet bedöms brandmotståndet motsvara klass R60, beroende på dimensioner.

16.7.7 Dragband av stål

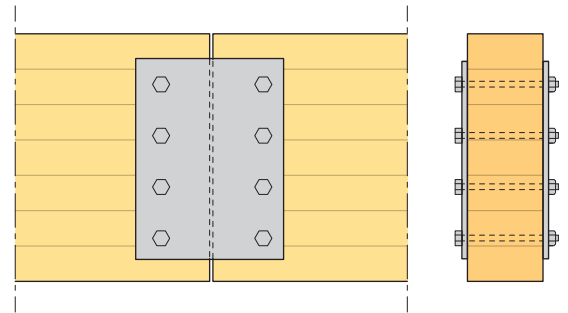
Ett oisolerat dragband av stål uppfyller som regel inte kraven för R30. Brandskyddsisolering sker enklast med rörskålar av stenull. Vid höga krav på utseendet kan dessa kläs in.

Observera att dragbandets förlängning på grund av temperaturökning är betydande även i brandskyddsisolerat utförande och att upplagen måste utformas med hänsyn härtill.

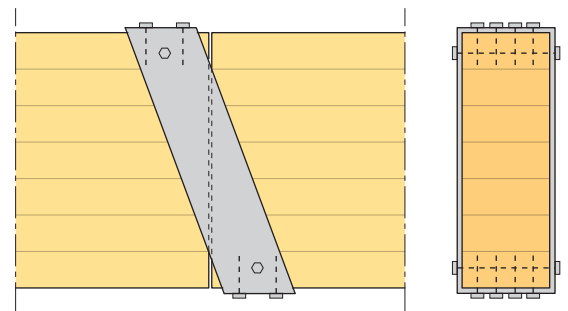
Dragbandsinfästning enligt *figur 16.33* måste brandskyddsisoleras för att uppnå brandteknisk klass. Material och isoleringstjocklek kan väljas enligt *tabell 16.6*.



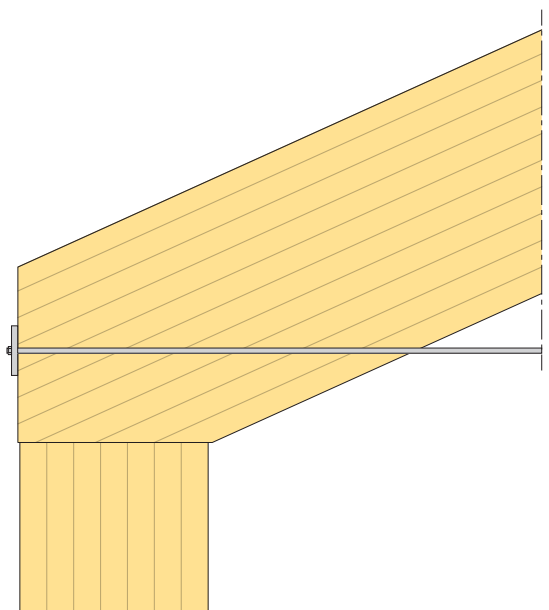
Figur 16.32 Nockskarv.
a) Spikningsplåtar: Brandskyddas.
b) Svetsat stålbeslag: R30.



Figur 16.30 Skruvad balkskarv: R30.



Figur 16.31 Gerberbalkskarv: Brandskyddas.



Figur 16.33 Dragbandsinfästning av stål: Brandskyddas.

Symboler

Symboler i SS-EN 1995-1-1.

Symbol	Förklaring
Latinska versaler	
A	Tvårsnittsytta
A_{ef}	Effektiv area för kontaktytan mellan en spikplåt och det underliggande träet; effektiv kontaktyta vid tryck vinkelrätt mot fiberriktningen
A_f	Flänsens tvärsnittsarea
$A_{net,t}$	Nettotvårsnittsarea 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 axiellkraft 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
$L_{net,t}$	Tvårsnittareans 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	Axiellkraft
$R_{90,d}$	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_u, 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
$f_{h,k}$	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 draghållfasthet
$f_{c,0,d}$	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 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
$f_{v,\alpha,90,k}$	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_{ri}	Avstånd från hålets undre kant till elementets underkant
h_{ru}	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

Kapitel 1 – Limträ som konstruktionsmaterial

- Kersten, C. (Ed.): *Freitragenden Holzbauten*. Springer, Berlin, 1921.
- Limträhandbok, Svenskt Limträ AB, Stockholm, 2008.
- Müller, C.: *Entwicklung des Holzleimbaues unter besonderer Berücksichtigung der Erfindungen von Otto Hetzer – ein Beitrag zur Geschichte der Bautechnik*. Doctoral thesis, Bauhaus-Universität, Weimar, 1998.
- Müller, C.: *Ingenieurporträt Otto Hetzer. Begründer des Holzleimbaues*. Deutsche Bauzeitung 8/2000.
- Rug, W.: *100 Jahre Hetzer-Patent*. Bautechnik Vol 83 (8). Ernst & Sohn Verlag, 2006.
- Rug, W.: *Innovationen im Holzbau – Die Hetzerbauweise*, Bautechnik 71 (4), pp. 213 – 219, 1994.
- Rug, W.: *Innovationen im Holzbau – Die Hetzerbauweise (Teil 2)*, Bautechnik 72(4), pp. 231 – 241, 1995.

Kapitel 2 – Dimensionering av trä- och limträkonstruktioner

- Engström, B.: *Conceptual Design – Methodology*. Course literature on structural analysis and design. Department of Structural Engineering. Chalmers tekniska högskola, Göteborg, 2002.
- Kroll, E., Condoor, S., Jansson, D. *Innovative Conceptual Design – Theory and Application of Parameter Analysis*. Cambridge University Press, ISBN 0521778484, Cambridge, UK, 2001.
- Limträhandbok, Svenskt Limträ AB, Stockholm, 2008.

Kapitel 3 – Konstruktionssystem för limträ

- Dietsch, P., Winter, S.: *Robustness of secondary structures in wide-span timber structures*, World Conference on Timber Engineering, Riva del Garda, Italien, 2010.
- Limträhandbok, Svenskt Limträ AB, Stockholm, 2008.
- Natterer, J., Sandoz, J.L., Rey M.: *Construction en bois; Matériaux, technologie et dimensionnement*, Presses Polytechniques et universitaires romandes, 2011.
- Natterer, Herzog, Volz: *Holzbau atlas Zwei*, Birkhäuser, 1991.
- Träbroar. Träinformation AB, Stockholm, 1996.

Kapitel 4 – Raka balkar och pelare

- Bell, K.: *Dimensjonering av enkle komponenter bruddegrensetilstand Eurocode 5*, Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU, Trondheim, Norge, 2009.
- Bygg. *Handbok för hus-, väg och vattenbyggnad, flera delar*, AB Byggmästarens Förlag, Stockholm, 1972.
- Carling, O.: *Dimensionering av träkonstruktioner (Design of Timber Structures)*, AB Svensk Byggtjänst & Träteknik, Stockholm, 1992.
- Ed, D., Hasselqvist, F.: *Timber compression strength perpendicular to the grain – testing of glulam beams with and without reinforcement*, Master's thesis at the Division of Structural Engineering, Lunds tekniska högskola, Lund, 2011.
- Design of Timber Structures*, Swedish Forest Industries Federation, Stockholm, 2011.
- Galambos, T. V.: *Guide to stability design criteria for metal structures*, John Wiley & Sons, New York, USA, 1998.
- Limträhandbok, Svenskt Limträ AB, Stockholm, 2008.
- Natterer, J., Sandoz, J.L., Rey M.: *Construction en bois; Matériaux, technologie et dimensionnement*, Presses Polytechniques et universitaires romandes, 2011.
- Porteous, J., Kermani, J.: *Structural Timber Design to Eurocode 5*, Blackwell Science Ltd, Oxford, England, 2007.

Salmon, C. G., Johnson, J. E., Malhas, F. A.: *Steel Structures: Design and Behavior* (5th Edition), HarperCollins publishers, New York, USA, 1996.

Timoshenko, S. and Gere, J. M.: *Theory of Elastic Stability* (2th edition). McGraw Hill InternationalBook Company, Singapore, 1963.

Kapitel 5 – Hål och urtag

Blaß H.J., and Bejtka I.: “Querzugverstärkungen in gefährdeten Bereichen mit selbstbohrenden Holzschrauben”, Forschungsbericht, Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Universität Karlsruhe, 2003.

Gustafsson P. J.: “A study of strength of notched beams.” CIB-W18/21-10-1, Proceedings of the international council for research and innovation on building and construction, Working commission W18 – timber structures, Meeting 21, Parksville, Vancouver Island, Kanada, 1988.

Kolb H., and Epple A.: “Verstärkung von durchbrochenen Brettschichtholzbindern.” Forschungsvorhaben I.4-34810, Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg, Stuttgart, Tyskland, 1985.

Riberholt H., Enquist B., Gustafsson P.J., and Jensen R.B.: “Timber beams notched at the support.” Rep. TVSM-7071, Div. of Struct. Mech., Lunds tekniska högskola, Lund, 1992.

Kapitel 6 – Bruksgränstillstånd

Brunskog, J., Johansson, A.-C, Bahtijaragic,Z.: Svikt och vibrationer i bjälklag. Bygg & teknik 3, 2006.

Hu L J & Chui Y H., Onysko D.: Vibration serviceability of timber floors in residential construction, Prog. Struct. Engng Mater, 3:228 – 237, 2001.

Limträhandbok, Svenskt Limträ AB, Stockholm, 2008.

Mårtensson A.: Short and Long-term Deformations of Timber Structures. Timber Engineering, 2003.
Eds: Red. Thelandersson S., Larsen H.J.

Ohlsson S.: Svikt, svängningar och styvhet hos bjälklag – dimensioneringsmetoder, Byggeforskningsrådet, Stockholm, 1984.

Ohlsson S.: Serviceability criteria – especially floor vibration criteria. 1991 International timber engineering conference. TRADA. Vol. 1, 58 – 65, 1991.

Ozelton E.C, Baird J.A.: Timber Designers' Manual; Blackwell Science Ltd, 2006.

Porteous, J., Kermani, J.: Structural Timber Design to Eurocode 5, Blackwell Science Ltd, Oxford, England, 2007.

Ranta-Maunus, A., Kortasmaa M.: Creep of timber during eight years in natural environments. WCTE2000 Conference, Whistler, CA, 6 p, 2000.

Riberholt, H.: Distribution of forces and moments in timber trusses regarding the deformations in the connections. CIB-W18A, 1982.

Smith I.: Vibrations of Timber Floors: Serviceability Aspects. Timber Engineering, 2003.
Eds: Thelandersson S., Larsen H.J. Wiley

Talja, A., Toratti, T.: Classification of Human Induced Floor Vibrations. Journal of Building Acoustics, Vol. 13, No. 3, 211 – 221, 2006.

Kapitel 7 – Snedsågade balkar, krökta balkar och bumerangbalkar

Colling, F.: *Holzbau Grundlagen, Bemessungshilfen 2.*, überarbeitete Auflage, Vieweg+Teubner, GWV Fachverlage GmbH, Wiesbaden, Tyskland, 2008.

Design of Timber Structures, Swedish Forest Industries Federation, Stockholm, 2011.

Limträhandbok, Svenskt Limträ AB, Stockholm, 2008.

Piazza, M., Tomasi, R. and Modena, R.: *Strutture in Legno* (Timber Structures), in Italian, Hoepli, Milano, Italien, 2005.

- Porteous, J., Kermani, J.: Structural Timber Design to Eurocode 5, Blackwell Science Ltd, Oxford, England, 2007.
- Stalnaker, J. J. and Harris, E. C.: Structural Design in Wood. Van Nostrand Reinhold, New York, USA, 1989.
- Thelandersson, S. and Larsen, H. J.: Timber Engineering, John Wiley & Sons Ltd. West Sussex, England, 2003.
- Timber engineering, Step 1 and Step 2, Red. Edited by H.J. Blass et al. Centrum Hout, Nederländerna, 1995.

Kapitel 8 – Fackverk

- Biegus, D., Wojcyszyn, A.: Studies on buckling lengths of chords for out-of-plane instability, Archives of Civil and Mechanical Engineering, Vol. XI, 2011.
- Limträhandbok, Svenskt Limträ AB, Stockholm, 2008.
- Natterer, Herzog, Volz: Holzbau atlas Zwei, Birkhäuser, 1991.
- Natterer, J., Sandoz, J.L., Rey M.: Construction en bois; Matériaux, technologie et dimensionnement, Presses Polytechniques et universitaires romandes, 2011.
- Ozelton E.C, Baird J.A.: Timber Designers' Manual; Blackwell Science Ltd, 2006.

Kapitel 9 – Treledstakstolar

- Limträhandbok, Svenskt Limträ AB, Stockholm, 2008.
- Natterer, Herzog, Volz: Holzbau atlas Zwei, Birkhäuser, 1991.
- Natterer, J., Sandoz, J.L., Rey M.: Construction en bois; Matériaux, technologie et dimensionnement, Presses Polytechniques et universitaires romandes, 2011.

Kapitel 10 – Ramar

- Limträhandbok, Svenskt Limträ AB, Stockholm, 2008.
- Gustafsson, P. J.: Tests of wooden cleats oriented along fibre, technical report, ISSN 0281-6679, Division of Structural Mechanics, Lunds tekniska högskola, Lund, 2008.
- Natterer, Herzog, Volz: Holzbau atlas Zwei, Birkhäuser, 1991.
- Natterer, J., Sandoz, J.L., Rey M.: Construction en bois; Matériaux, technologie et dimensionnement, Presses Polytechniques et universitaires romandes, 2011.
- Design of Timber Structures, Swedish Forest Industries Federation, Stockholm, 2011.
- Timber engineering, Step 1 and Step 2, Red. Edited by H.J. Blass et al. Centrum Hout, Nederländerna, 1995.

Kapitel 11 – Bågar

- Austin, W. J.: In-plane bending and buckling of arches, Journal of the Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 1971.
- Austin, W. J., Ross, T. J.: Elastic buckling of arches under symmetrical loading, Journal of the Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 1976.
- Limträhandbok, Svenskt Limträ AB, Stockholm, 2008.
- Natterer, Herzog, Volz: Holzbau atlas Zwei, Birkhäuser, 1991.
- Natterer, J., Sandoz, J.L., Rey M.: Construction en bois; Matériaux, technologie et dimensionnement, Presses Polytechniques et universitaires romandes, 2011.
- Design of Timber Structures, Swedish Forest Industries Federation, Stockholm, 2011.
- Timber engineering, Step 1 and Step 2, Red. Edited by H.J. Blass et al. Centrum Hout, Nederländerna, 1995.
- Timoshenko, S. and Gere, J. M.: Theory of Elastic Stability (2th edition). McGraw Hill International Book Company, Singapore, 1963.

Kapitel 12 – Takåsar

Dietsch, P: Robustness of large-span timber roof structures — Structural aspects, *Engineering Structures* 33, 3106 – 3112, 2011.

Limträhandbok, Svenskt Limträ AB, Stockholm, 2008.

Natterer, J., Sandoz, J.L., Rey, M.: *Construction en bois; Matériaux, technologie et dimensionnement*, Presses Polytechniques et universitaires romandes, 2011.

Kapitel 13 – Horisontell stabilisering

Aune, P.: *Träkonstruksjoner*, Tapir, Trondheim, Norge, 1992.

Ballio, G., Mazzolani, F. M.: *Theory and design of steel structures*, Chapman and Hall, 1983.

Belluzzi, O.: *Scienza delle Costruzioni*, vol. IV (Structural Mechanics, vol IV), in Italian, Zanichelli, Bologna, Italien, 1966.

Carling, O.: *Dimensionering av träkonstruktioner (Design of Timber Structures)*, AB Svensk Byggtjänst & Träteknik, Stockholm, 1992.

Caironi, M., Bonera, L.: *Il legno lamellare, il calcolo (Glued laminated timber, design)*, in Italian, Habitat Legno editor, Edolo (BS), Italien, 1989.

Design of Timber Structures, Swedish Forest Industries Federation, Stockholm, 2011.

Holzbau Handbuch, Reihe 2 Teile 12 folge 1, Verbände und Abstützungen -Grundlagen, Regelnachweise, Informationdienst Holz, Deutschen Gesellschaft für Holzforschung e. V., München, Tyskland, 2000.

Höglund, T.: *Stabilisering genom skivverkan*, SBI Publication 190, 2012.

Hirt, M. A., Crisinel, M.: *Charpentes métalliques (TGC volume 11) – Conception et dimensionnement des halles et bâtiments*, Presses polytechniques et universitaires romandes, EPFL, Lausanne, Schweiz, 2005.

Limträhandbok, Svenskt Limträ AB, Stockholm, 2008.

Piazza, M., Tomasi, R. and Modena, R.: *Strutture in Legno*, Hoepli, Milano, Italien, 2005.

Porteous, J., Kermani, J.: *Structural Timber Design to Eurocode 5*, Blackwell Science Ltd, Oxford, England, 2007.

Schodek D. L.: *Structures*, 2th edition, Prentice-Hall, New Jersey, USA, 1992.

Salmon, C. G., Johnson, J. E., Malhas, F. A. *Steel Structures: Design and Behavior (5th Edition)*, HarperCollins publishers, New York, USA, 1996.

Schueller, W.: *Horizontal-Span Building Structures*, John Wiley & Sons, New York, USA, 1983.

Stalnaker, J. J. and Harris, E. C.: *Structural Design in Wood*. Van Nostrand, Reinhold, New York, USA, 1989.

Timber engineering, Step 1 and Step 2, Red. H.J. Blass et al. Centrum Hout, Nederländerna, 1995.

Timoshenko, S. and Gere, J. M.: *Theory of Elastic Stability (2th edition)*. McGraw Hill International Book Company, Singapore, 1963.

Yura, J.: *Winter's bracing approach revisited*. *Engineering Structures*, Vol. 18, No. 10, pp. 821 – 825, Elsevier Science Ltd, England, 1996.

Winter, G.: *Lateral bracing of columns and beams*. *Proc. ASCE* 1958,84 (ST2), 1561-1-1561-22, 1958.

Kapitel 14 – Förband och anslutningsdetaljer

Limträhandbok, Svenskt Limträ AB, Stockholm, 2008.

Kapitel 15 – Utformning av limträdetaljer

Glulam connection details, Technical note, APA – the engineering wood association, Tacoma, Washington, USA, 2007.

Guide de bonnes pratiques pour la construction commerciale en gros bois d'oeuvre ou d'ingénierie, cecobois, Centre d'expertise sur la construction commercial en bois, Qebec, Canada, 2011.

Limträhandbok, Svenskt Limträ AB, Stockholm, 2008.

Kapitel 16 – Limträ och brand

Brandsäkra trähus 3 – Nordisk-baltisk kunskapsöversikt och vägledning. SP Sveriges tekniska forskningsinstitut, SP rapport 2012:18, ISBN 978-91-87017-32-2, Stockholm 2012.

Erchinger, C., Frangi, A., Fontana, M.: Fire design of steel-to-timber dowelled connections. *Engineering Structures* 32: 580–589, 2010.

Fire safety in timber buildings – Technical guideline for Europe. SP Sveriges tekniska forskningsinstitut, SP Report 2010:19, ISBN 978-91-86319-60-1, Stockholm 2010.

Frangi, A., Erchinger, C., Fontana M.: Experimental fire analysis of steel-to-timber connections using dowels and nails. *Fire and Materials* 34: 1–19, 2010.

Klippel, M., Frangi, A., Fontana, M.: Influence of the adhesive on the load-carrying capacity of glued-laminated timber members in fire, *Fire Safety Science* 2010: 1219–1232.

Kordina, K., Meyer-Ottens, C. *Holz: Brandschutz Handbuch*. DGfH Deutsche Gesellschaft für Holzforschung e.V. ISBN 3-410-57040, München, 1994.

König, J.: Structural fire design according to Eurocode 5 – design rules and their background. *Fire and Materials*. 29:147–163, 2005.

Peng, L., Hadjisophocleus G., Mehaffey, J. and Mohammad, M.: Fire resistance performance of unprotected wood-wood-wood and wood-steel-wood connections: A literature review and new data correlations. *Fire Safety Journal* 45: 392–399, 2010.

Schmid, J., Just, A., Klippel, M. and Fragiacomio, M.: The reduced cross-section method for evaluation of the fire resistance of timber members – Discussion and determination of the zero-strength layer. *Fire Technology* 51:1285–1309, 2015.

Referenser till standarder

AS 1720.1-1997 Timber structure. Part 1 Design methods. Standards Australia, 1997.

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 520:2004+A1:2009 Gipsskivor – Definitioner, krav och provning. SIS Förlag AB, 2009.

SS-EN 912:2011 Träkonstruktioner – Krav på mellanläggsbrickor. SIS Förlag AB, 2011.

SS-EN 1363-1:2012 Provning av brandmotstånd – Del 1: Allmänna krav. SIS Förlag AB, 2012.

SS-EN 1363-2 Provning av brandmotstånd – Del 2: Alternativa och kompletterande metoder. SIS Förlag AB, 1999.

SS-EN 1365-3 Provning av brandmotstånd – Bärande byggnadsdelar – Del 3: Balkar. SIS Förlag AB, 2000.

SS-EN 13501-1:2007+A1:2009 Brandteknisk klassificering av byggprodukter och byggnadselement – Del 1: Klassificering baserad på provningsdata från metoder som mäter reaktion vid brandpåverkan. SIS Förlag AB, 2009.

SS-EN 13501-2: 2007+A1:2009 Brandteknisk klassificering av byggprodukter och byggnadselement – Del 2: Klassificering baserad på provningsdata från metoder som mäter brandmotstånd, utom för produkter för ventilationssystem. SIS Förlag AB, 2009.

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, egentyngd, 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 1992-1-1:2005/AC:2010+A1:2014 Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner – Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader. SIS Förlag AB, 2014.

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 1993-1-2:2005/AC:2009 Eurokod 3: Dimensionering av stålkonstruktioner – Del 1-2: Brandteknisk dimensionering. SIS Förlag AB, 2009.

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 1995-1-2:2004/AC:2010 Eurokod 5: Dimensionering av träkonstruktioner – Del 1-2: Allmänt – Brandteknisk dimensionering. SIS Förlag AB, 2010.

SS-EN 14080:2013 Träkonstruktioner – Limträ och limmat konstruktionsvirke – Krav. SIS Förlag AB, 2013.

Typgodkännandebevis 1396/78, 2014-10-03. I limträ inlimmad skruv. SP, Sveriges Tekniska Forskningsinstitut, 2014.

Friskrivningar

Genom att använda innehållet i *Limträhandbok Del 2* godkänner du nedan angivna användarvillkor.

All information i *Limträhandbok Del 2* 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 2*, 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 2*. All användning av information i *Limträhandbok Del 2* sker på eget ansvar och på egen risk.

Rättigheterna till innehållet i *Limträhandbok Del 2* 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 2*.

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 2

© 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

Kapitel 4, 7–11, 13 och 15
Roberto Crocetti – Lunds Tekniska Högskola

Kapitel 5
Henrik Danielsson – Lunds Tekniska Högskola

Kapitel 3, 4 och 12
Eva Frühwald Hansson – Lunds Tekniska Högskola

Kapitel 2
Robert Kliger – Chalmers Tekniska Högskola

Kapitel 6
Annika Mårtensson – Lunds Tekniska Högskola

Kapitel 1 och 14
Erik Serrano – Linnéuniversitetet/Lunds Tekniska Högskola

Kapitel 14
Marie Johansson – Linnéuniversitetet

Kapitel 16
Alar Just – SP Hållbar Samhällsbyggnad
Maurizio Piazza – Universitetet i Trento, Italien
Birgit Östman – SP Hållbar Samhällsbyggnad

Referensgrupp och faktagranskare

Eric Borgström – Svenskt Trä
Leif Cederlöf – Setra Trävaror AB
Roberto Crocetti – Lunds Tekniska Högskola
Bo Edlund – Chalmers 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

Peter Ahlbin, sidan 34
Håkan Ahldén, sidan 116
Tommy Andersson, sidan 246, 247
Johan Ardefors, sidan 188
Per Bergkvist, sidan 190
Anders Eliasson, sidan 19, 73, 133
Glulam of Sweden AB, sidan 81, 101, 103, 107, 160, 185
Thomas Harrysson, sidan 112, 150, 176, 239
Sam Hedman, sidan 59
Sören Håkanlind, sidan 7, 8, nedre 9, 21, 22, 24, 29, 30, 32, 33,
35, 37, 46, 50, 64, 71, 74, 76, 85, 86, 87, 90, 95–98, 105, 106,
108, 114, 118, 124, 136, 142, 144, 147, 156, 157, 163-165, 174,
175, 188, 201, 206, 208, 218, 223, 225
Ola Högberg, sidan 100
Kerstin Jonsson, sidan 11, 100
Joakim Kröger, sidan 65
Åke E:son Lindman, sidan 1, 4, 204
Christian Ljung, sidan 68, 69, 99, 205
Martinson Group AB, sidan 16, 135, 227
Moelven Töreboda AB, sidan 9 övre, 20, 88, 89, 158, 195
Setra Group, sidan 66, 72, 79, 110, 132, 134, 194, 215, 217,
222, 243
Gösta Wendelius, sidan 26, 38, 123

Grafisk form och produktion

ProService Kommunikation AB

ISBN 978-91-980304-6-4

Publikationer och hemsidor från Svenskt Trä

Publikationer om limträ

Beställ via www.svenskttra.se/publikationer.



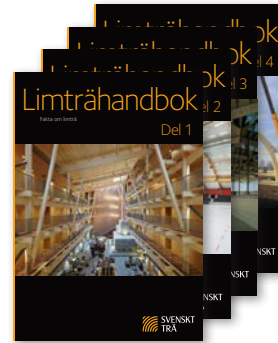
Drift och underhåll av limträ

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.

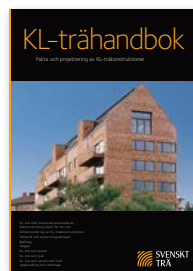
Handelsortering

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 978-91-980304-6-4